تصميم
الحوائط السائدة والستائر اللوحية

مهندس استشاري
خليل ابراهيم واكد



دار الكتب العلمية
للنشر والتوزيع
القاهرة

تصميم

الحوائط الساندة
و
الستائر اللوحية

مهندس استشاري
خليل إبراهيم واكد

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع

دار الكتب المصرية

فهرسة أثناء النشر إعداد إدارة الشئون الفنية

واكد ، خليل ابراهيم

تصميم الحوائط الساندة و الستائر اللوحية / خليل ابراهيم واكد– .

القاهرة : دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع ٢٠١٣م

٤٢٦ ص ، ١٧ X ٢٤سم

تدمك : ٥-٠١٤-٧٢٦-٩٧٧-٩٧٨

١. الحوائط الخرسانية ٢. الستائر

أ. العنوان

ديوى ٦٩٠.١٢ ٢٠١٣/٧٩١٥

الطبعة الأولى

١٤٣٥هـ - ٢٠١٤ م

رقم الايداع : ٢٠١٣/٧٩١٥

تدمـــــك : ٥-٠١٤-٧٢٦-٩٧٧-٩٧٨

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع

٥٠ شارع الشيخ ريحان – عابدين – القاهرة

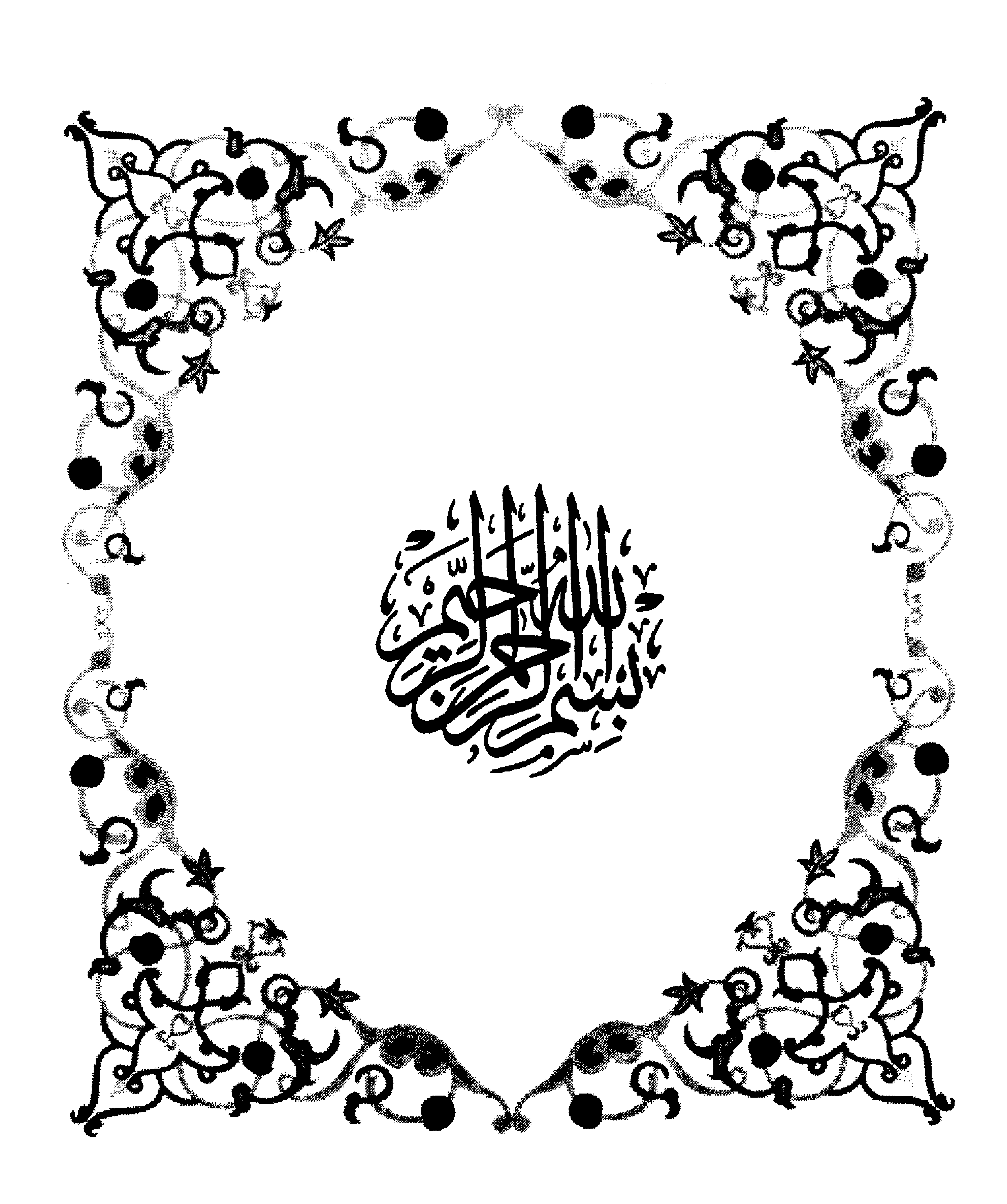
☎ ٢٧٩٤٨٦١٩- ٢٧٩٥٤٢٢٩

فاكس: ٢٧٩٢٨٩٨٠

للمزيد من المعلومات يرجي زيارة موقعنا على الإنترنت

www.sbhegypt.org

e-mail : sbh@link.net


بسم الله الرحمن الرحيم

الباب ١ مقدمة

INTRODUCTION

١ـ١ أنواع المنشآت الساندة للتربة — Types of Earth Retaining Structures

توجد أنواع عديدة من هذه المنشآت مثل:

١. الحوائط الساندة بالوزن الذاتي (التثاقلية) gravity type retaining walls.

٢. الحوائط الساندة من الخرسانة المسلحة reinforced concrete retaining walls.

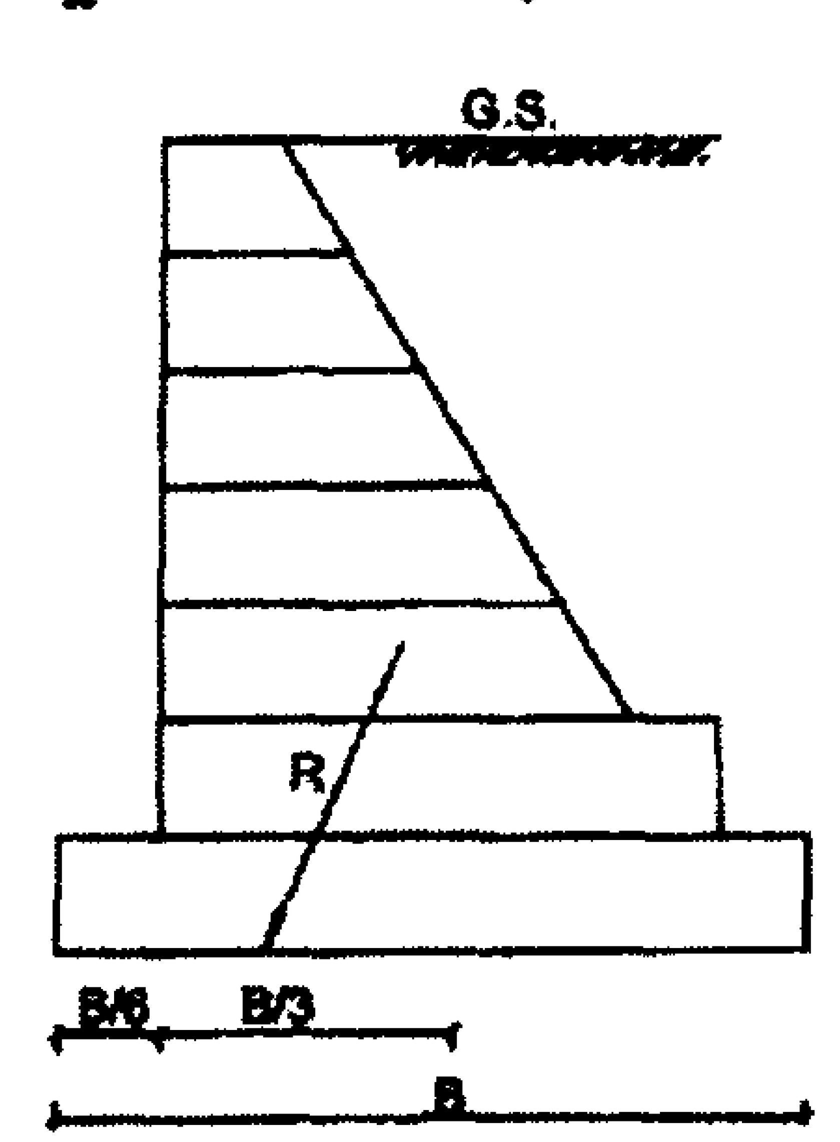
٣. الحوائط المرنة flexible walls.

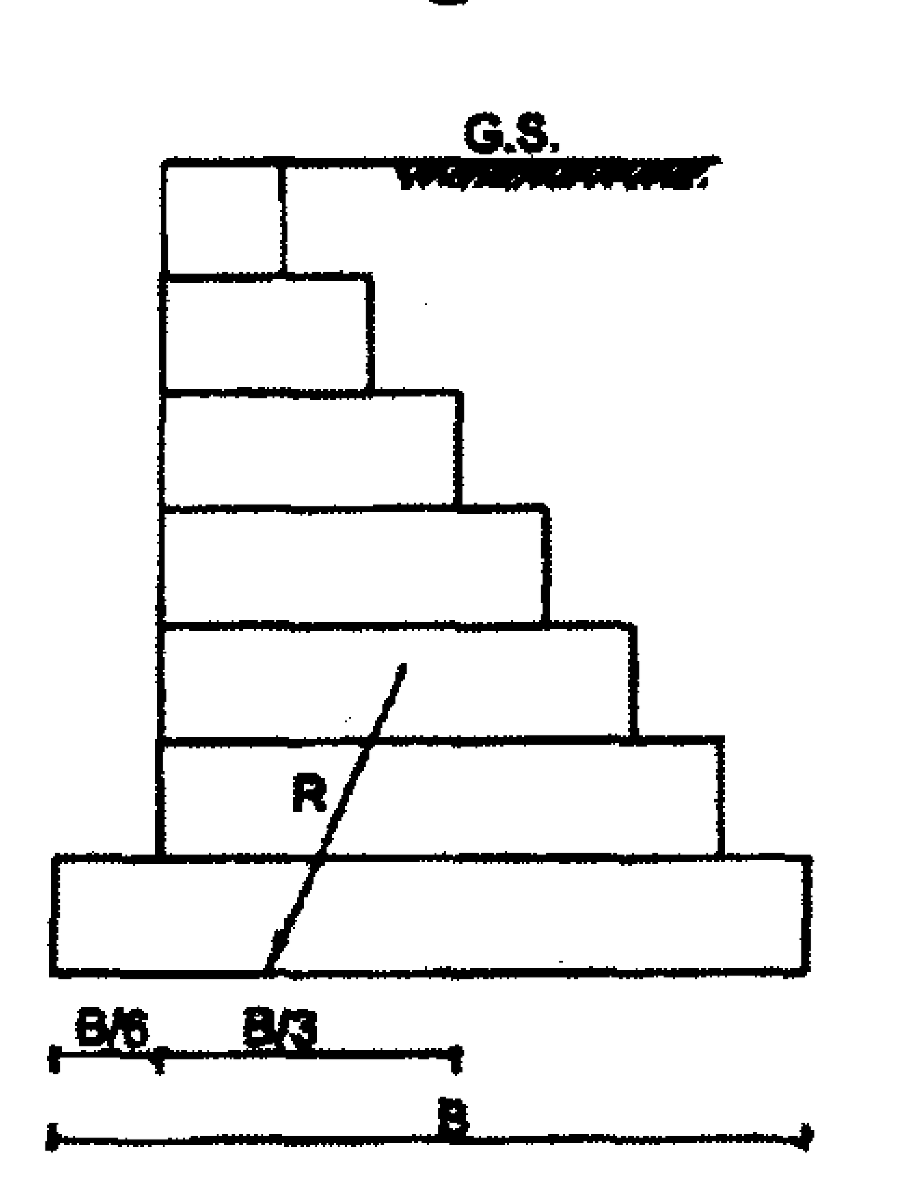
٤. الستائر اللوحية sheet pile walls.

٥. السدود المحيطة coffer dams.

٦. التكسيات revetments.

١ـ١ـ١ الحوائط الساندة بالوزن الذاتي — Gravity Type Retaining Walls





الشكل ١-١: نماذج للحوائط التثاقلية

هناك العديد من أنواع الحوائط الساندة بالوزن الذاتي (التثاقلية) حسب مادة إنشائها من الطوب كالتالي:

١. حوائط مباني طوب brick work.

٢. حوائط حجرية stone.

٣. حوائط من الخرسانة العادية plain concrete.

يوجد شرطان أساسيان في تصميم هذا النوع من الحوائط الساندة أو أي نوع من المنشآت الأخرى وهما كالتالي:

١. الاتزان stability، ويعتمد في ذلك على الوزن الذاتي.

٢. الاقتصاد economy.

كما توجد ثلاثة أنواع من الفحوصات checks الرئيسية لنوع الحوائط التثاقلية وهي كالتالي:

١. فحص إجهادات التحميل على التربة bearing stresses check: إجهاد تحمل التربة الصافي الآمن في الضغط f_{net} يجب أن يقل عن أقصى إجهاد f_{max}. قيمة ضغط f_{min} أقل إجهاد مع التأكد من عدم وجود إجهاد شد No tension.

٢. فحص التزحلق check of sliding: معامل الأمان من التزحلق = 1.5 أو أكبر، أي أن القوة الأفقية المسببة للتزحلق مقسومة على قوة مقاومة التربة للقص تكون أقل من أو تساوي 1/1.5.

٣. فحص الانقلاب check overturning: معامل الأمان ضد الانقلاب = 1.5 أو أكبر.

ملاحظة

تلاحظ أنه في حالة كون فحص التزحلق آمنًا safe فإنه بالضرورة يكون فحص الانقلاب لابد آمنًا safe.

إن القوى الرئيسية الفاعلة والمؤثرة على أي حائط ساند للتربة تكون كالتالي:

١. ضغط التربة الفعال active earth pressure.

٢. ضغط التربة المقاوم passive earth pressure.

٣. الوزن الذاتي للحوائط own weight of walls.

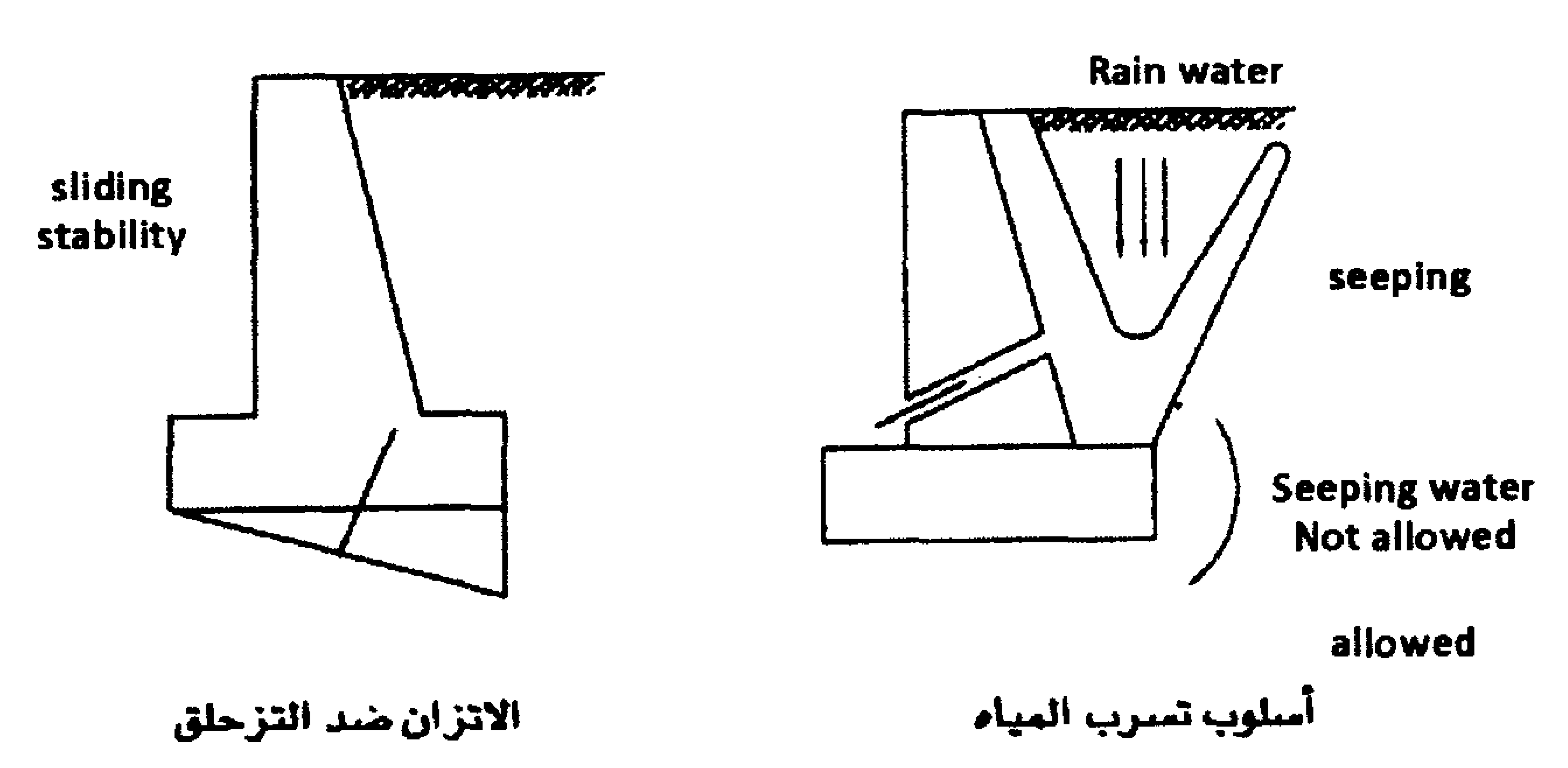
٤. الحمل الحي الإضافي surcharge-load (سيارات أو ردم تربة) بجوار الحائط.

٥. ضغط المياه الجوفية (أسفل سطح الأرض الطبيعية) (إذا كان هناك منسوب مياه جوفية).

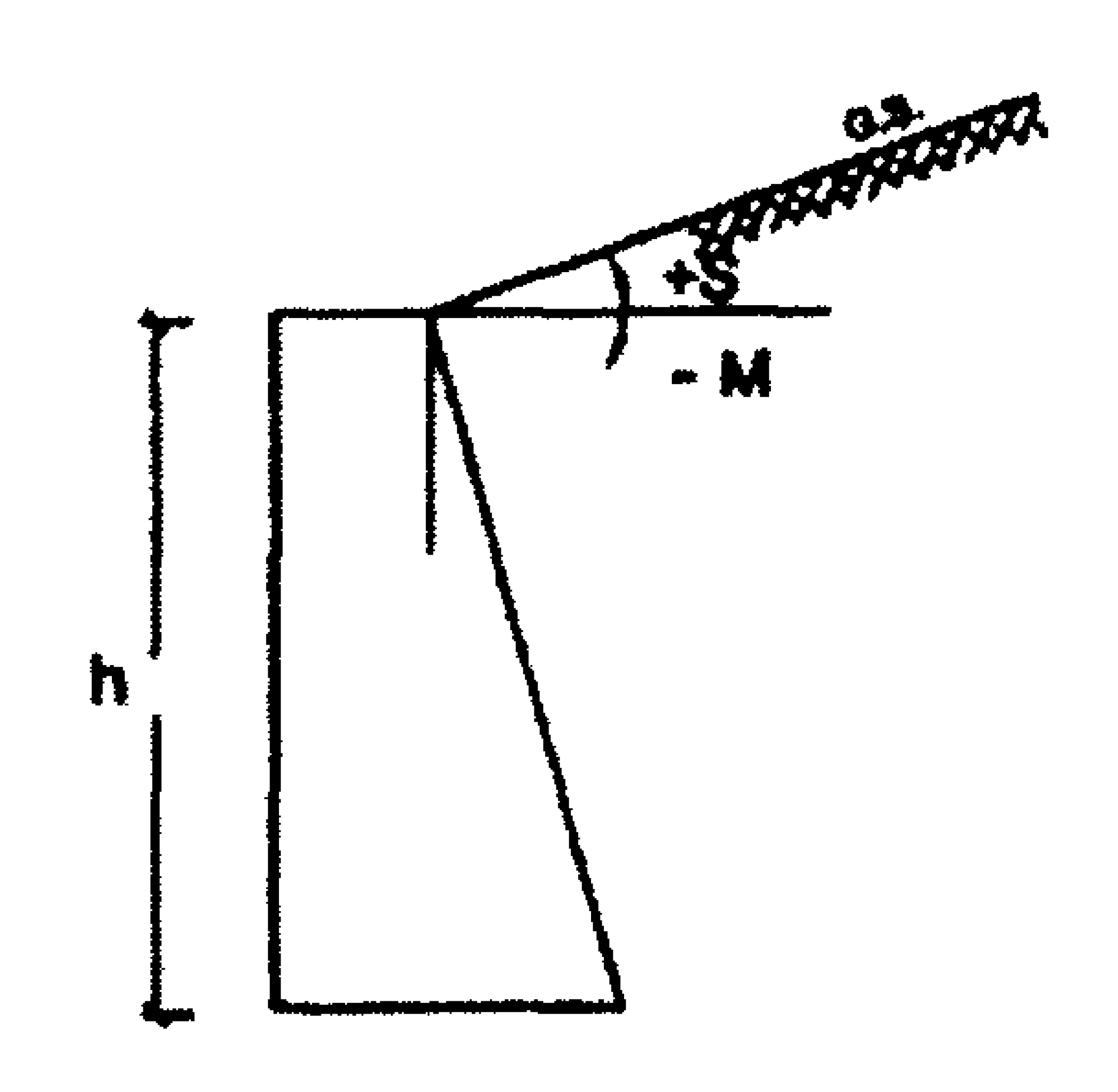
وبشكل إجمالي –وبدون الدخول في التفاصيل– فإن المعادلتين التاليتين لكل من ضغط التربة الفعال وضغط التربة المقاوم واللذين يؤثران على نوع الحوائط التثاقلية تكونان كالتالي:

$$K_{pa} = \frac{\cos^2(\phi \pm \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos\left(\alpha \pm \phi^{\backslash}\right)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\phi + \phi^{\backslash}\right)\sin(\phi \pm \delta)}{\cos\left(\alpha \pm \phi^{\backslash}\right)\cos(\delta - \alpha)}}\right]^2} \qquad (١-١)$$

$$E_{\substack{a\\p}} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{\substack{a\\p}} \qquad (٢-١)$$



الشكل ١-١: حوائط ساندة تثاقلية



الشكل ١-٢: حائط ساند تثاقلي

كيف نقلل من قيمة ضغط التربة الفعال

١. نعمل تخشين للسطح الخلفي للحائط المواجه للتربة.

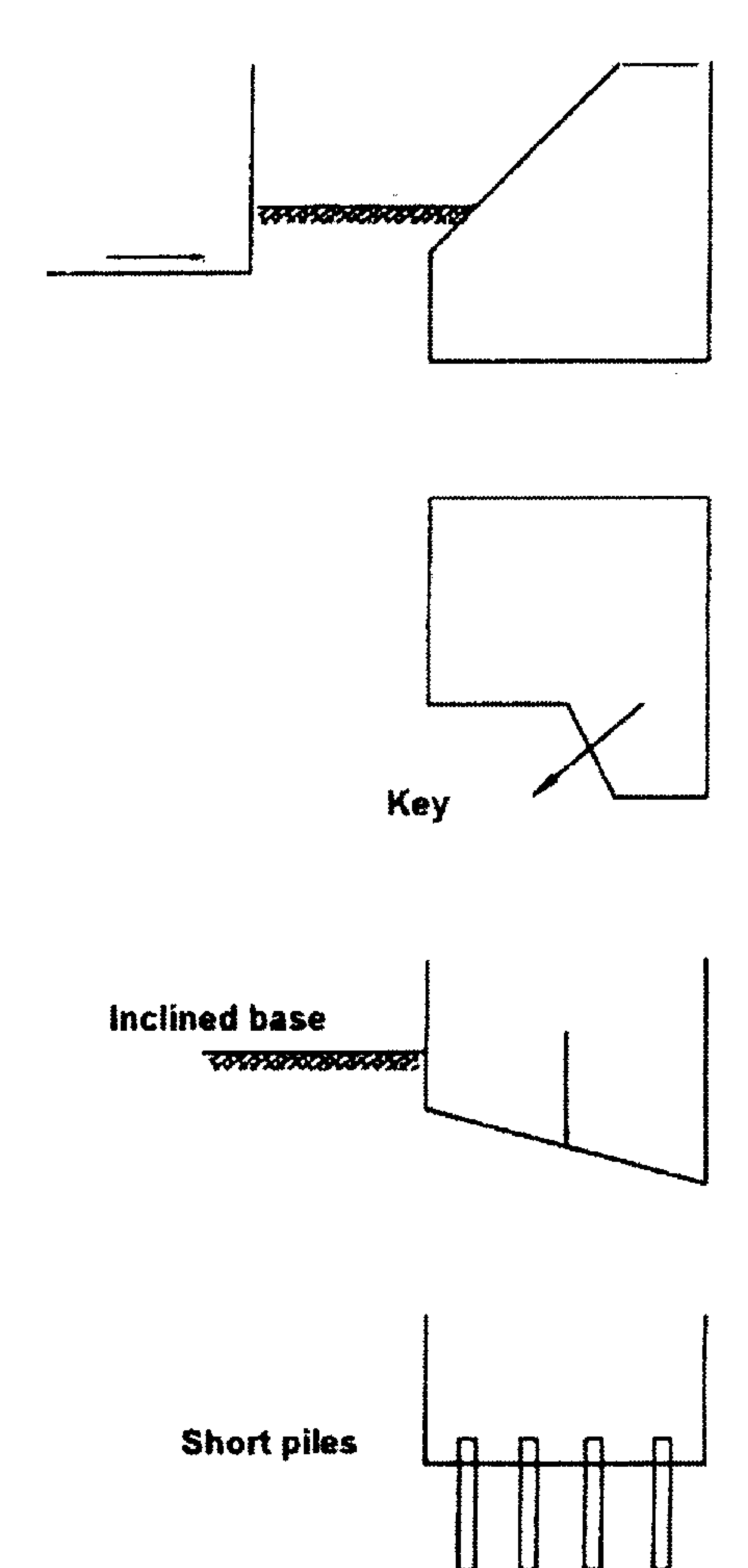
٢. نستخدم ردم من تربة ذات زاوية كبيرة للاحتكاك.

٣. نقوم بعمل سطح خلفي مائل للحائط inclined back of wall.

أسباب حدوث الانهيار

١. الانهيار نتيجة هبوط حاد متزايد.

٢. عدم وجود مقاومة كافية للتزحلق.



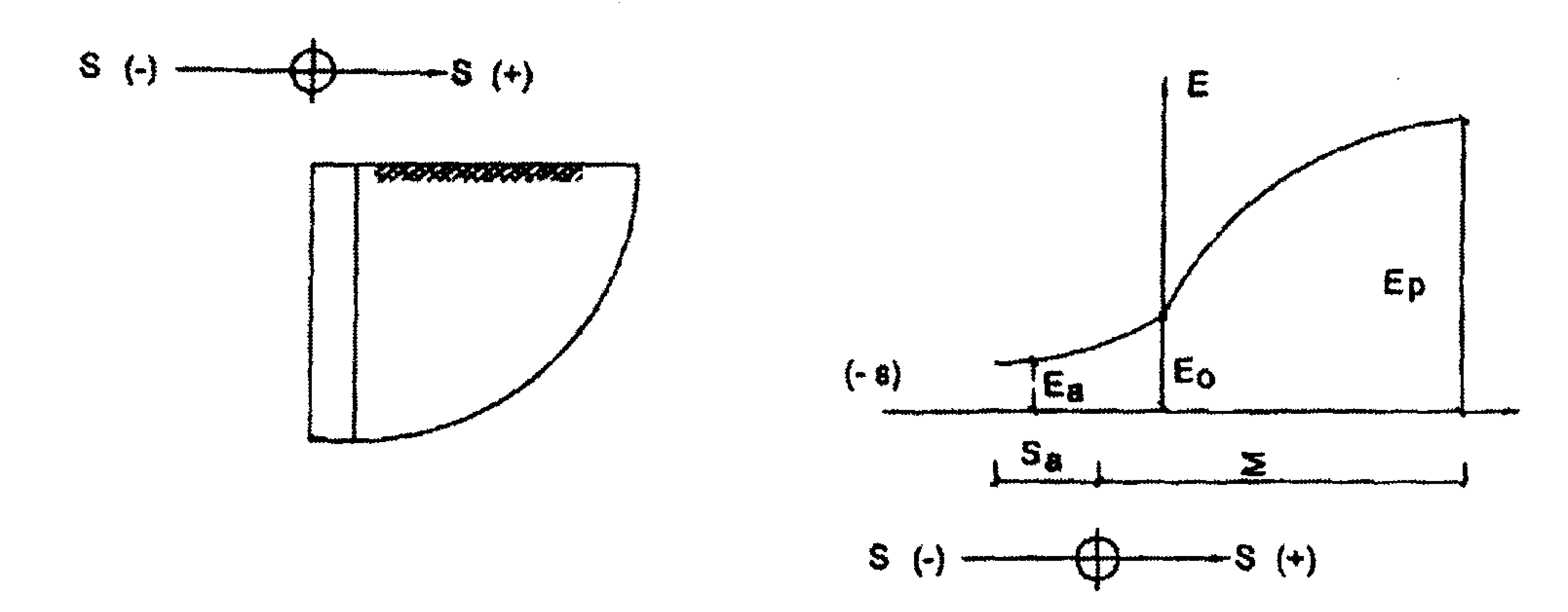
الشكل ١-٣: أشكال مختلفة لقاع الحوائط التناقلية

لتخفيض ضغط التربة الفعال وزيادة ضغط التربة المقاوم نتبع الآتي وذلك بالرجوع إلى المعادلتين (١-١ ، ١-٢) والأشكال التوضيحية (١-٣)، (١-٥):

١. α (-ve) ← تخفيض ضغط التربة الفعال.

٢. زيادة تخشين السطح الخلفي ← تخفيض ضغط التربة الفعال.

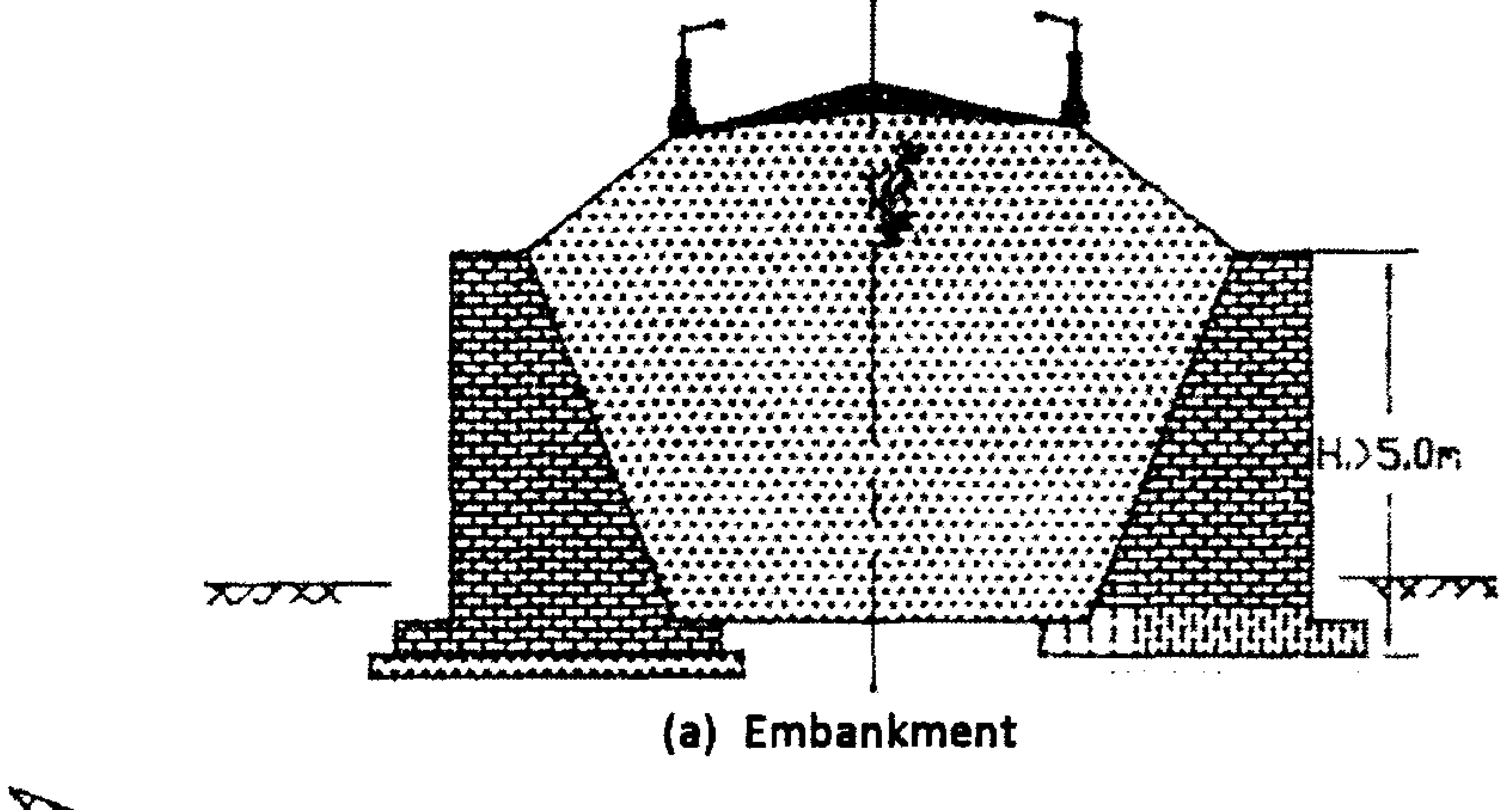
٣. زيادة ϕ ← تخفيض ضغط التربة الفعال



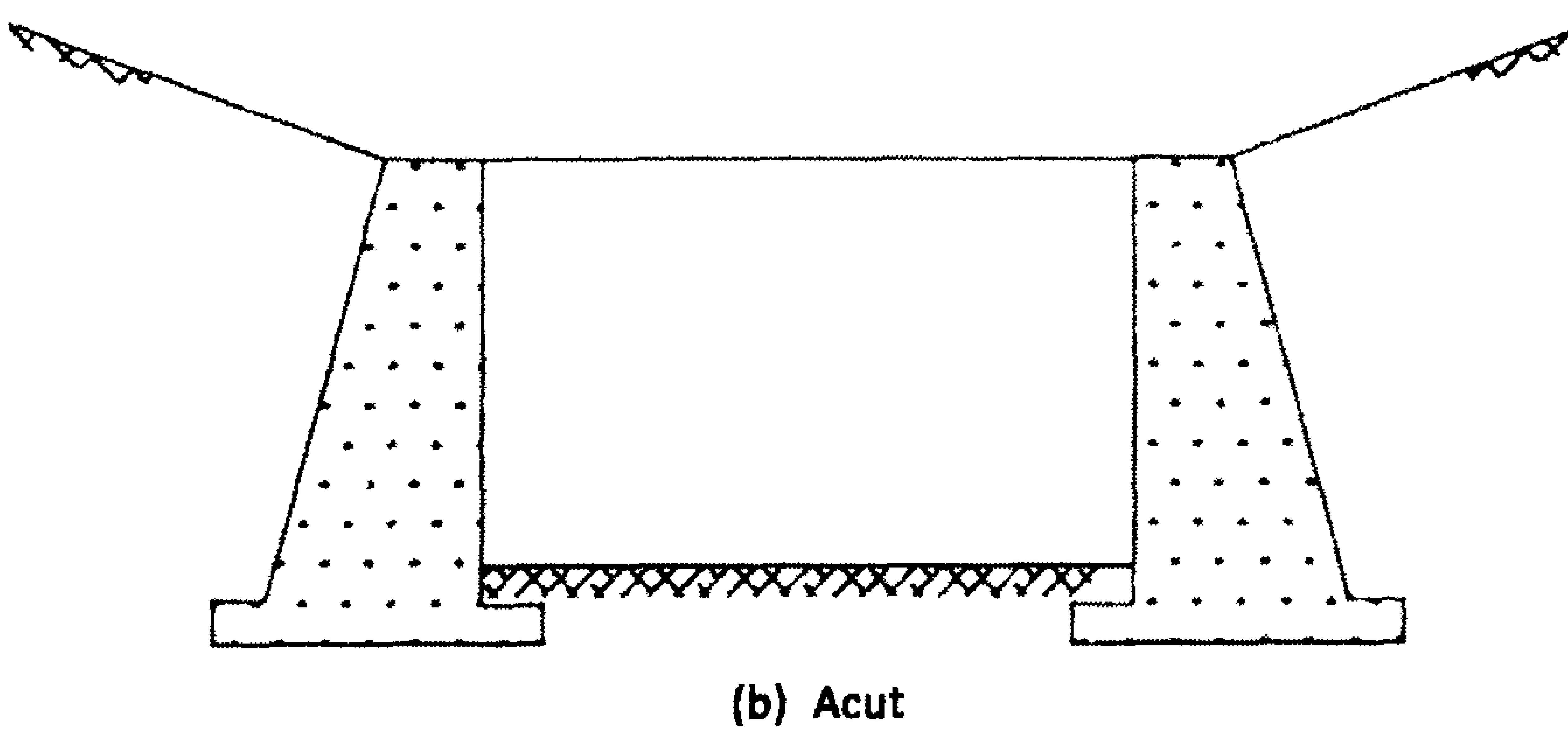
الشكل ١-٤: مخطط بياني لتوزيع أنواع ضغط التربة

ملاحظات

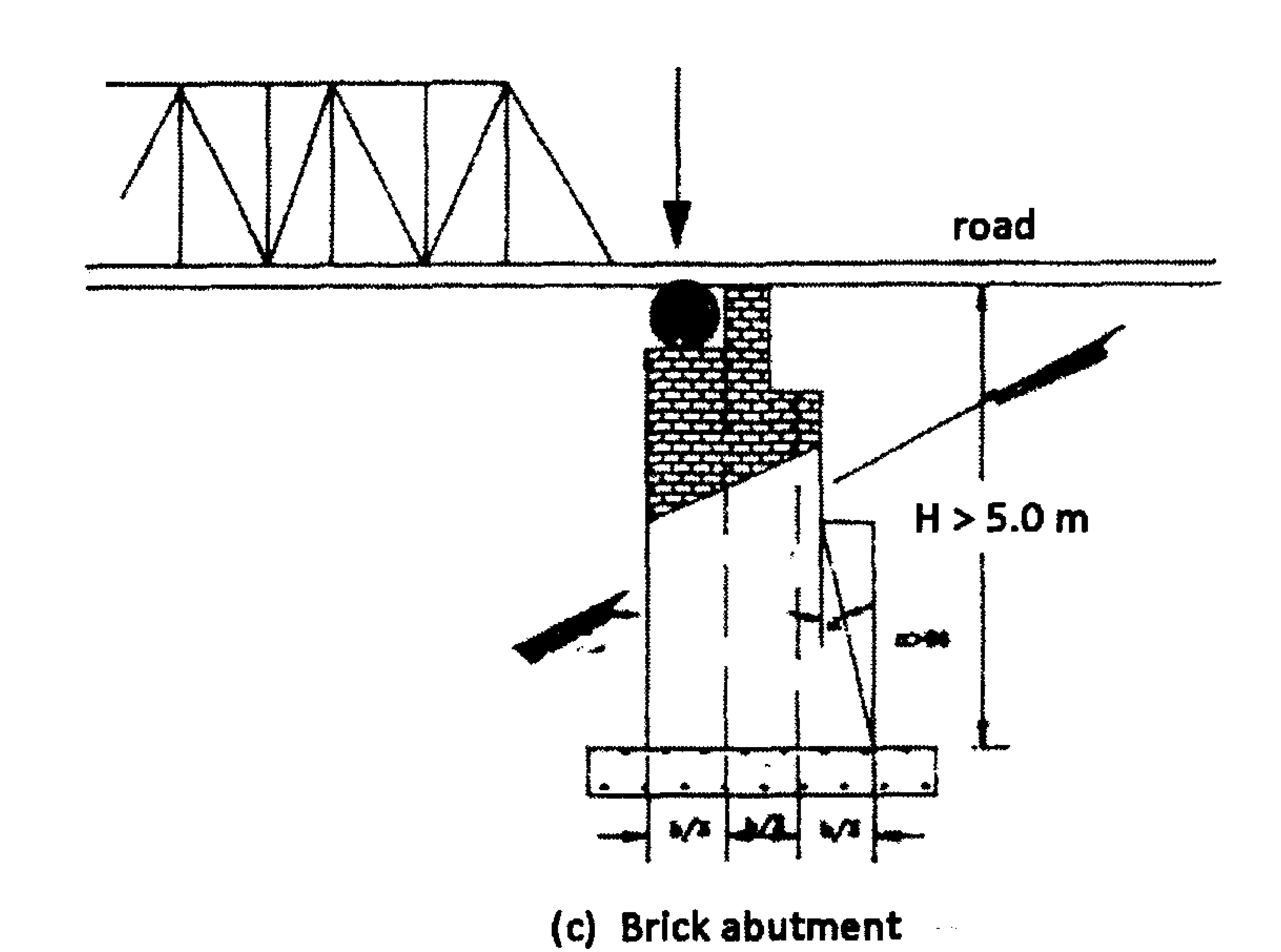
- ☐ إن مادة إنشاء هذه الحوائط التثاقلية لا تقاوم أية إجهادات للشد.
- ☐ إن القوة الرئيسية هي الضغط الأفقي للتربة.
- ☐ إن قوة الجاذبية تكون قوة رأسية نتيجة الأوزان الذاتية لمادة بناء الحائط.
- ☐ في حالة بناء أعمال الخلفية الحجرية للحائط على هيئة سلالم steps (مدرجات) فإن على المصمم فحص الإجهاد عند كل درجة أو سلمة.
- ☐ في حالة حائط تثاقلي من الخرسانة العادية يجب علينا فحص الإجهادات عند كل فاصل إنشائي at each construction joint وذلك عند هذه الوصلات تكون نقاط الضعف للمنشأ.
- ☐ في حالة الحوائط التثاقلية من الخرسانة العادية فإنها لا يمكنها مقاومة شروخ شعرية رقيقة عند مناطق أوجه الشد للحوائط من الخرسانة العادية لذلك من الممكن حدوث تسرب للمياه من التربة المحيطة.
- ☐ إن الإجهادات المسموح بها للشد في الحوائط الخرسانية العادية (لنوع الخرسانة ذات $C_{cu} = 200\ \text{kg/cm}^2$) يمكن أن يتراوح بين $6 \rightarrow 7\ \text{kg/cm}^2$.
- ☐ إن أول خطوة يجب عليك أن تفحص حالة التزحلق sliding لأن الحائط إذا كان آمنًا ضد التزحلق فإنه سوف يكون آمنًا ضد الانقلاب.
- ☐ إن معظم حالات الانهيار للحوائط الساندة تحدث فجأة في أعقاب الأمطار وذلك لأن المياه تتجمع خلف الحائط حتى يصبح الضغط العرضي يتزايد على الحائط.



(a) Embankment

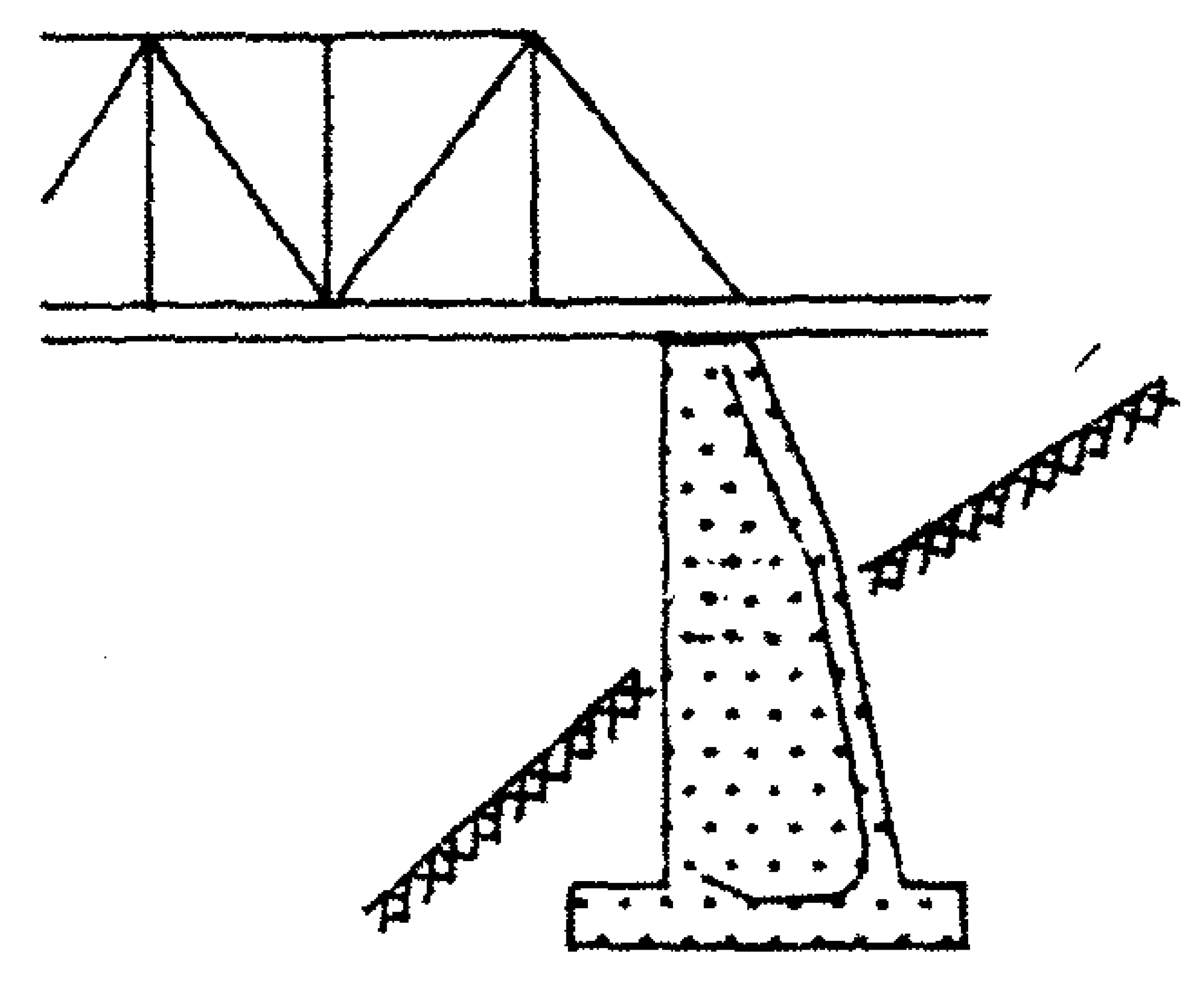


(b) Acut

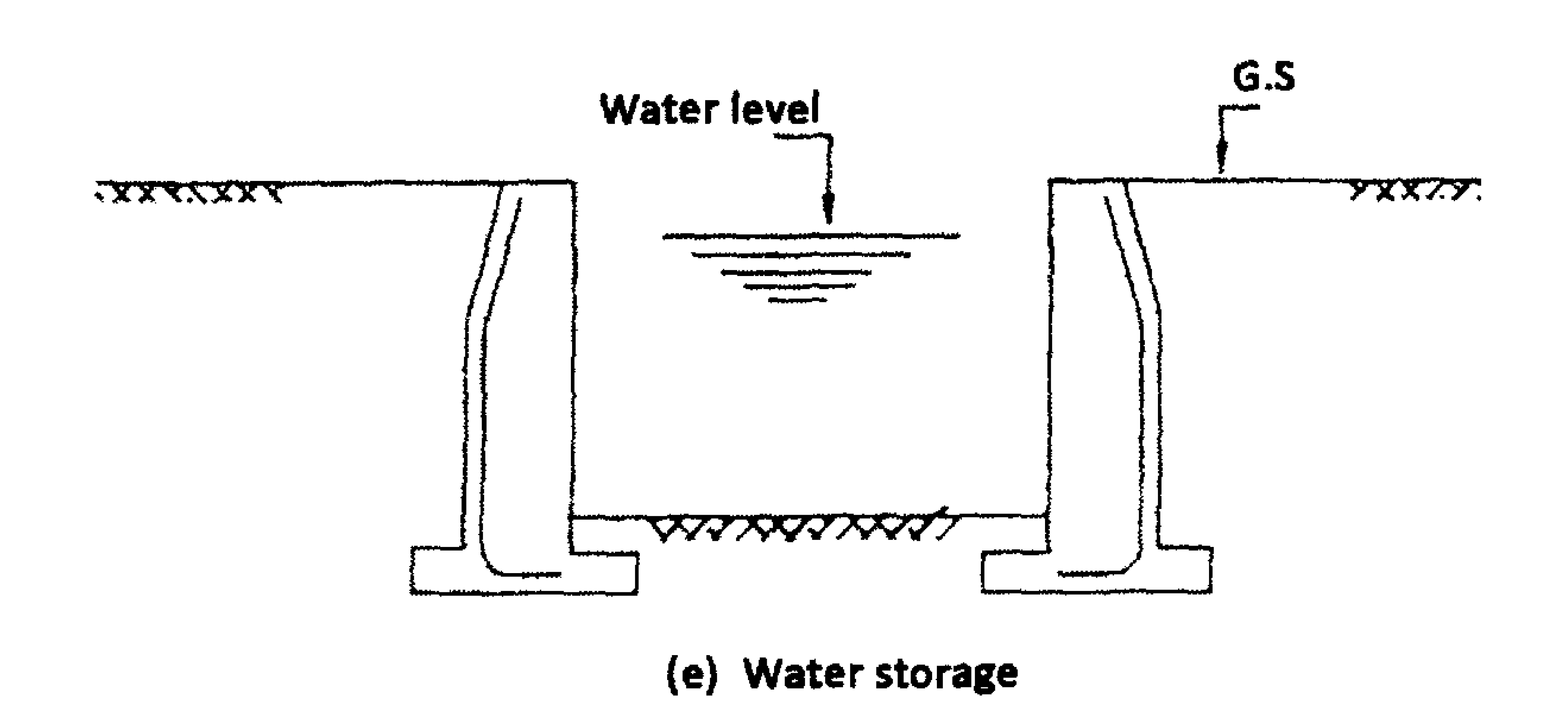


(c) Brick abutment

الشكل ١-٥أ: نماذج من استخدامات الحوائط التثاقلية في الإنشاءات



(d) Bridge abutment (mass concrete)



(e) Water storage

الشكل ١-٥ب: نماذج من استخدامات الحوائط التثاقلية في الإنشاءات

إن الاحتياطات التالية سوف يتم اتخاذها لمنع تزحلق الحوائط الساندة:

١. إذا كان الحائط الساند يرتكز على تربة مادة احتكاكية friction material سوف نقوم بحساب الحمل الرأسي N ، وكذلك نحسب معامل الاحتكاك μ.

٢. نحدد قيمة ضغط التربة المقاوم passive earth pressure (وذلك لأنها تقلل وتمنع التزحلق ونأخذ في الاعتبار نصف أو ثلثي قيمة ضغط التربة المقاوم فقط لمزيد من الأمان بشرط أن هذا الجزء المقاوم من التربة تتم إزالته من خلف الحائط الساند مستقبليًا.

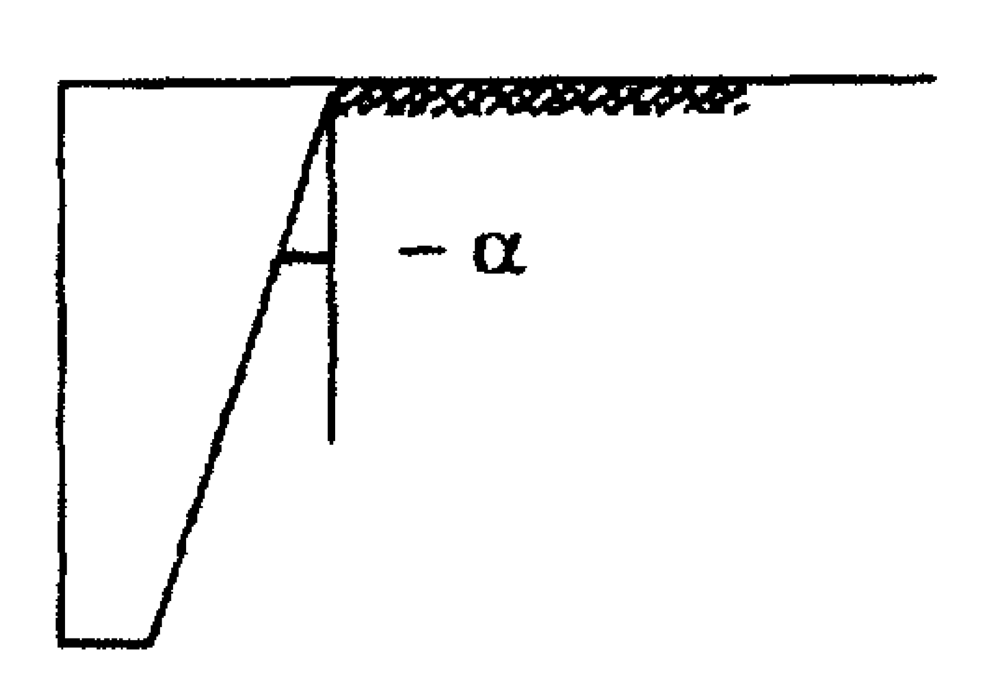
٣. نقوم بعمل قاع مائل للحائط الساند إذا كان هذا ممكنًا.

٤. نقوم بعمل مفتاح key في قاع الحائط الساند.

٥. يمكنك عمل خازوق قصير short pile (يجب ألا يصل إلى الطبقة الحاملة) لتثبيت الحائط الساند ومنع التزحلق.

ولتقليل ضغط التربة الفعال active earth pressure يمكنك عمل التالي:

١. نعمل سطحًا مائلاً بزاوية α للحائط الساند.

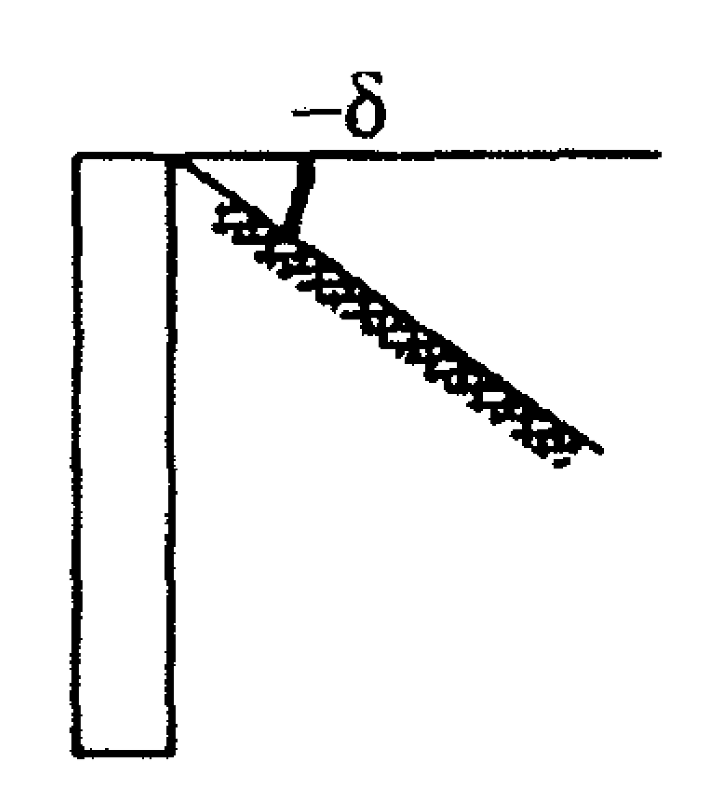


الشكل ١-٦: حائط تثاقلي بسطح مائل

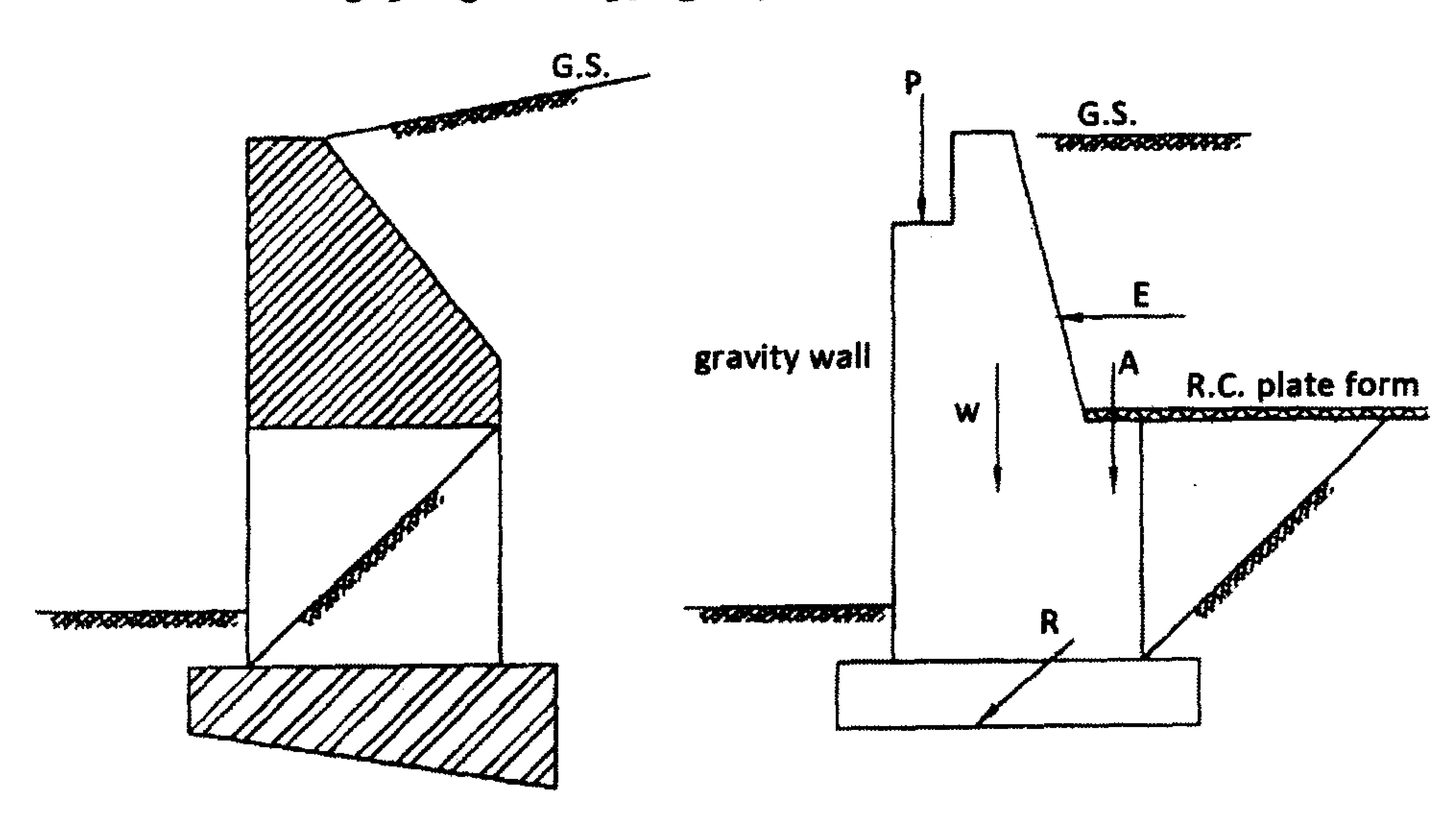
٢. نقوم بعمل حائط منكس shattered wall.

٣. نقوم بعمل خلفية خشنة للحصول على ردم أكثر كثافة وللحصول على قيمة أعلى للزاوية $\phi^{\backslash}$.

٤. نقوم بعمل ميول لسطح الأرض خلف الحائط بزاوية $-\delta$.

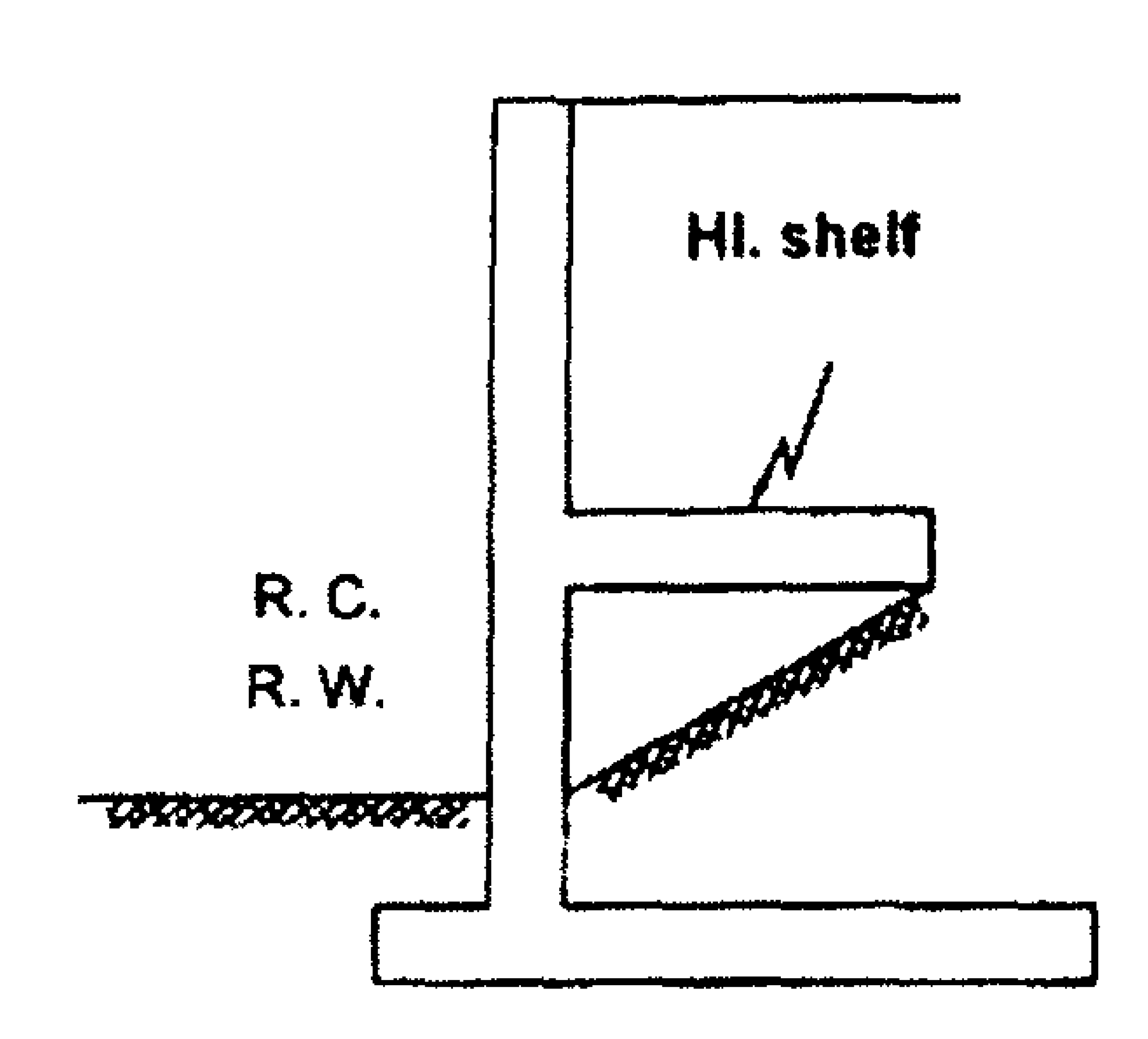


الشكل ١-٧: حائط ساند تم عمل ميول لسطح الأرض خلفه



الشكل ١-٨: حوائط تثاقلية مع حلول مختلفة لتقليل ضغط التربه خلفه

وللحوائط الساندة الأكثر اقتصادًا في التكلفة سوف نقوم بعمل رف shelf (لوح أفقي من الخرسانة المسلحة) لتخفيض الضغط حتى نقوم بتخفيض أبعاد الحائط الساند من الخرسانة المسلحة. وكلما ازداد طول الحائط الساند كلما استخدمنا أكثر من رف من الرفوف.



الشكل ١-٩: حائط ساند ذو رف وسطي لتخفيض الضغط

الجدول ١-١: معامل الاحتكاك بين الحائط والتربة

نوع التربة	الحالة	سطح خرساني ناعم	سطح خرساني خشن	حائط مباني طوب
زلط رملي	بدون طمي	0.54	0.71	0.68
رمل	جاف	0.59	0.66	0.62
	رطب	0.59	0.63	0.60
رمل ناعم جدًا	$w=3\%$	0.78	–	0.87
	$w=15\%$	0.78	–	0.82
طمي	$w=5\%$	0.78	–	0.75
	$w=15\%$	0.70	–	0.64

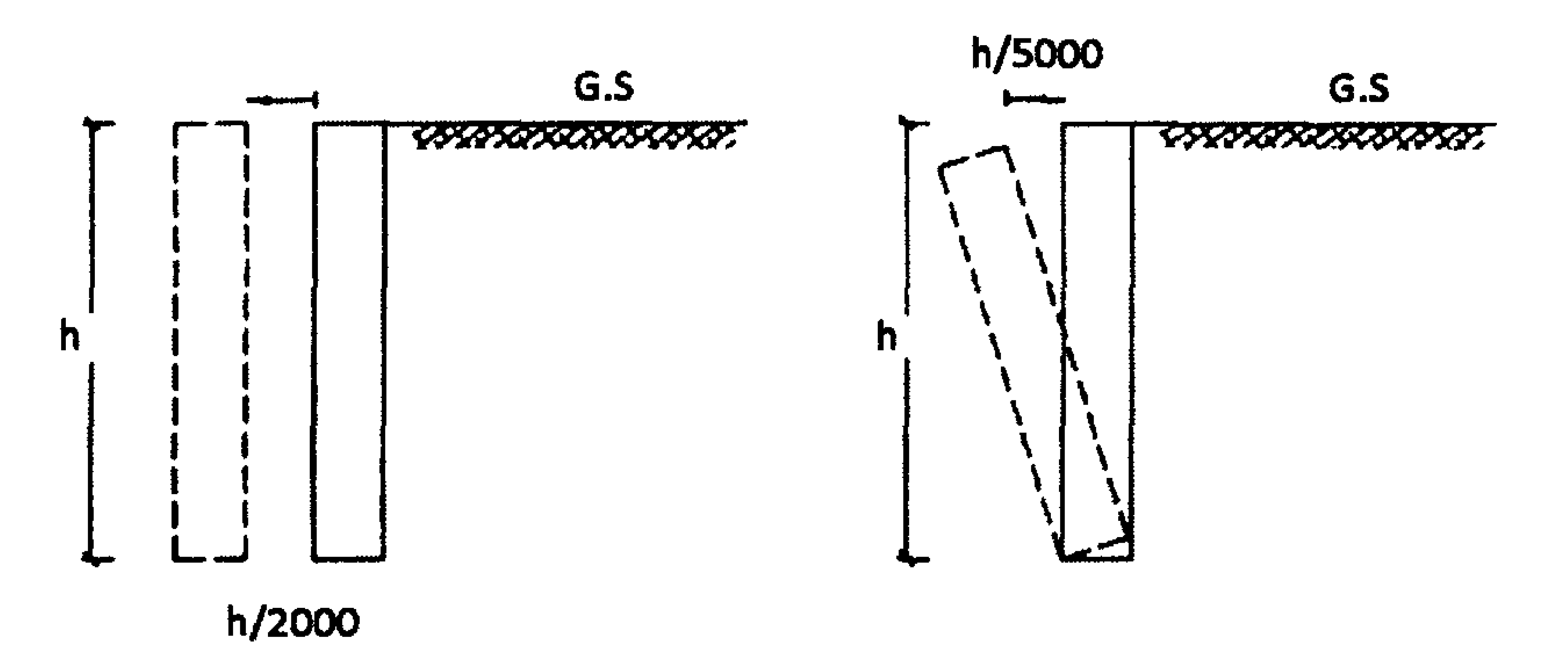
٢.١ حساب القوى على المنشآت الساندة

Calculation of Forces on Retaining Structures

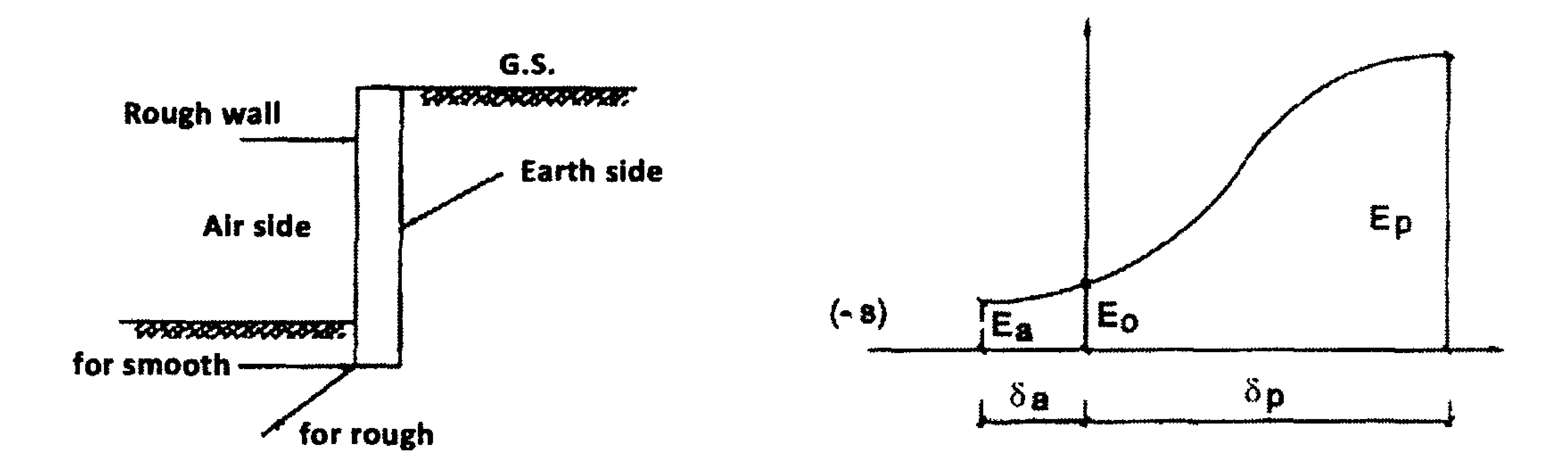
في معظم المنشآت الساندة فإن الحركة تكون كافية لإحداث ضغط تربة فعال active earth pressure. ولكن الإزاحة بمقدار $h/500$ تكون ضرورية لإحداث توزيع ضغط هيدروستاتيكي.

ولحدوث ضغط تربة مقاومة passive يجب حدوث حركة أكثر لتكوين ضغط مقاومة بكامل قوته full passive pressure. وبالنسبة للرمال الرطبة فإن: $S=30\times h^{1.5}$ cm، وبالنسبة للرمال المغمورة فإن: $S=33\times h^{2.5}$ cm حيث S تقاس بالسنتيمتر، والزاوية

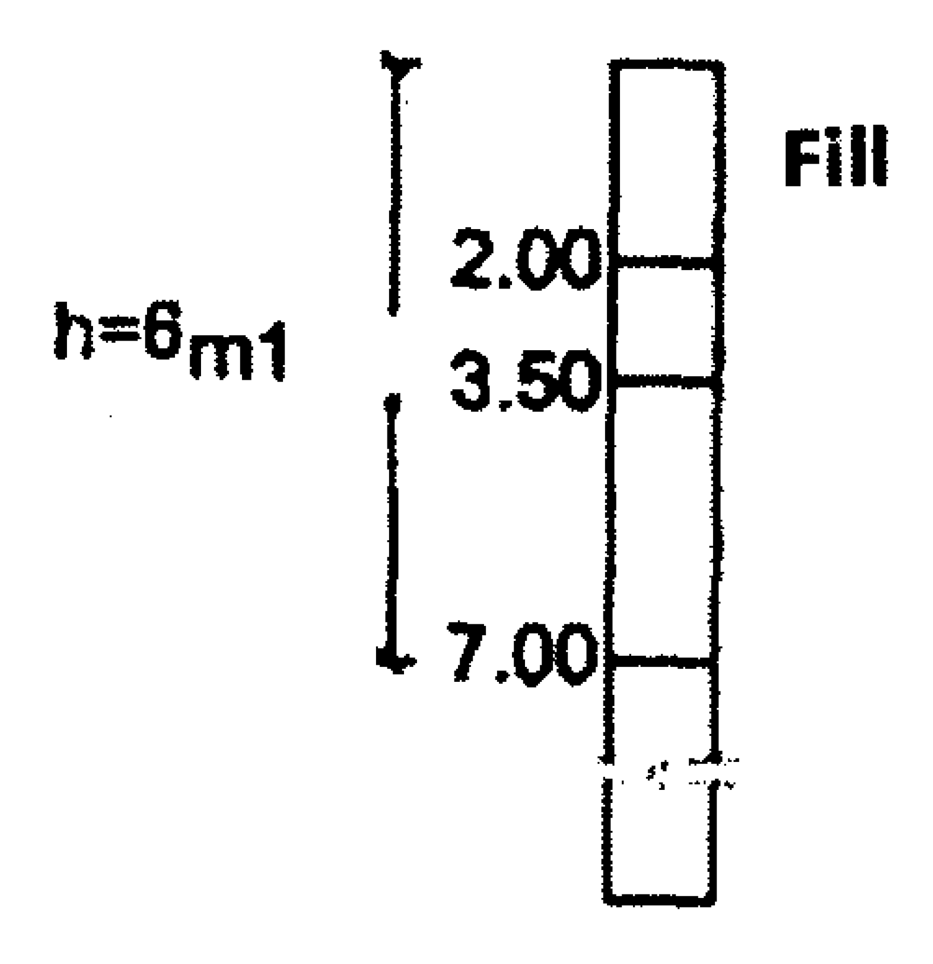
$\phi=\phi^{\backslash}$ إذا كان الارتفاع h يقاس بالمتر والزاوية $\phi^{\backslash}=\phi$ إذا كـان الحـائط ثابتًـا أكثـر بالنسـبة لكتلة التربة خلفه.



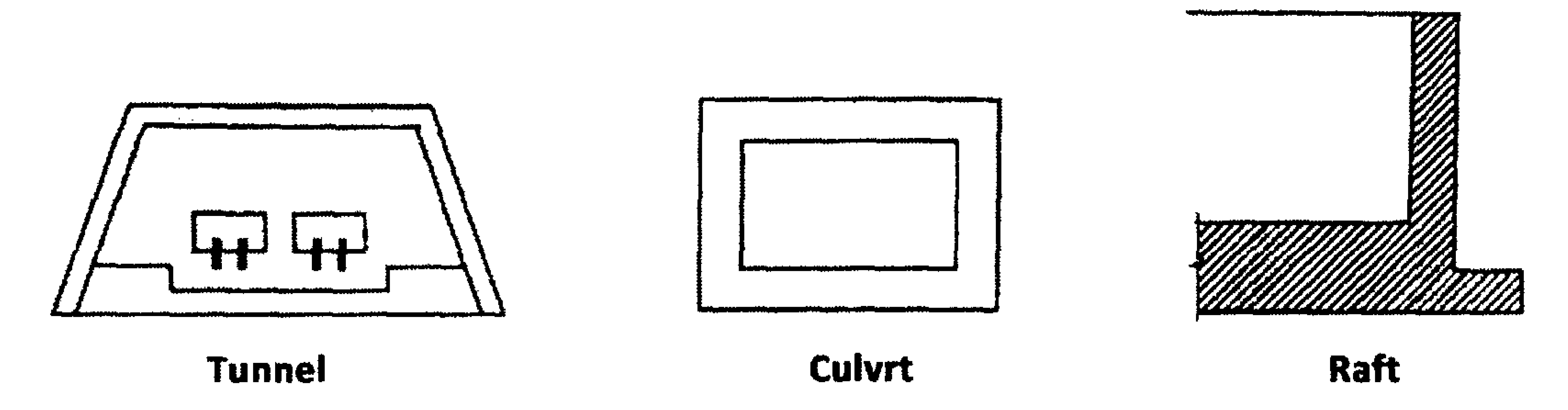
الشكل ١-١٠: الحركات المحتملة في الحائط الساند تحت تأثير ضغط التربة



الشكل ١-١١: علاقة الحائط الساند مع ضغط التربة خلفه



الشكل ١-١٢: العمق المطلوب في التربة إسناده بحائط ساند



الشكل ١-١٣: أمثلة للحوائط الساندة الجسيئة المتماسكة

بالنسبة للمنشآت الجسيئة جدًا الساندة للتربة (مثل الكباري الإطارية والبدرومات المتماسكة القوية من الحوائط المسلحة المرتبطة بالأسقف الخرسانية مع لبشة مسلحة أسفل البدرومات) فإن الضغط يكون في حالة اتزان at rest في حالة $\phi^{\backslash}$ أكبر من $\phi/2$. في حالة حوائط البدروم فإن $K_o = K$ وليست K_a وذلك لأي مبنى له دور بدروم فإن بالنسبة لسطح الأرض الأفقي أو الرأسي والحائط ناعم smooth يكون:

$$K_a = \frac{1-sin\phi}{1+sin\phi} \quad (١-٣)$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (١-٤)$$

أو

$$K_a = 1 - tan^2(45 - \phi/2) \quad (١-٥)$$

$$K_p = 1 + tan^2(45 + \phi/2) \quad (١-٦)$$

الباب ٢ الضغط العرضي للتربة

LATERAL EARTH PRESSURE

٢ـ١ مقدمة Introduction

إذا قمت بفحص أي نوع من التربة حتى عمق محدد وبزاوية ميل مناسبة فإن جوانب الحفر يمكن أن تسند نفسها حتى عمق معين وصغير. أما بالنسبة لعمق حفر أكبر في حالة عمل ميل أكبر للتربة فإن المقاومة يمكن ألا تكون كافية لمقاومة ضغط التربة لذلك يجب عليك عمل منشأ مخصوص لسند جوانب الحفر للتربة.

ولدراسة المنشآت الساندة للتربة يجب علينا دراسة أولاً القوى الرئيسية الفاعلة على هذه المنشآت. إن التأثير الرئيسي للتربة أو القوى الرئيسية الفاعلة على المنشآت الساندة للتربة تسمى "الضغط العرضي للتربة" the lateral earth pressure. إن هذا الضغط العرضي للتربة عبارة عن نوع واحد فقط من أنواع ضغط التربة الحالي.

وفي هذا الباب سوف ندرس الأنواع المختلفة من ضغط التربة وتأثيراتها على المنشآت الساندة، ونبدأ أولاً باستعراض نصوص الكود المصري لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات – الجزء السابع : المنشآت الساندة، الصادر بقرار وزاري رقم ٤٥٠ لعام ١٩٩١م وما بعدها في عام ٢٠١٠م، وذلك فيما يخص نظريات ضغط التربة الجانبي.

٢ـ٢ نص الكود المصري للأساسات فيما يخص ضغط التربة العرضي

٧/ المنشآت الساندة

يتضمن هذا الجزء من الكود الخاص بالمنشآت الساندة المواضيع التالية :

- الحوائط الساندة التي تستخدم لسند أي قطع رأسي أو مائل في التربة بصفة دائمة أو مؤقتة.
- السدود المحيطة التي تقام بصفة مؤقتة لسند التربة والمياه المحيطة بموقع العمل.
- المنشآت الساندة في الأعمال البحرية.

١/٧ نظريات ضغط التربة الجانبي

١/١/٧ عموميات

يصنف ضغط التربة الجانبي على المنشآت الساندة وفقًا للحركة النسبية بين المنشأ والتربة إلى الأنواع الأساسية التالية:

١/١/١/٧ ضغط التربة عند السكون

تكون التربة في حالة السكون at rest state عندما لا يحدث لها انفعال جانبي، والضغط الجانبي للتربة في هذه الحالة σ_o هو ضغط السكون لها. وتعرف نسبته إلى الإجهاد الرأسي المؤثر σ_v الواقع على التربة بأنه معامل ضغط التربة الجانبي عند السكون $K_o = \sigma_o / \sigma_v$.

تقدر قيمة K_o من المعادلات التالية:

$$K_o = 1 - sin\phi \qquad (١-٧)$$

للتربة الطينية:

$$K_o = 0.95 - sin\phi^{\backslash} \qquad (٢-٧)$$

$$K_o = 0.19 + 0.233 log P_I \qquad (٣-٧)$$

حيث ϕ = زاوية الاحتكاك الداخلي للرمل.

$\phi^{\backslash}$ = زاوية القص الفعال للطين.

P_I = معامل اللدونة للطين (٪).

٢/١/١/٧ ضغط التربة الفعال

ينشأ ضغط التربة الفعال σ_a عندما يتحرك الحائط بعيدًا عن التربة بما ينتج عنه تمدد جانبي لها بدرجة تكفي لتولد واستنفاذ كامل مقاومة القص للتربة ووصولها إلى حالة اتزان لدن، يصاحب هذا التمدد تناقص قيمة الضغط الجانبي للتربة بدءًا من قيمة ضغط السكون حتى أقل قيمة ممكنة له وهي قيمة ضغط التربة الفعال.

في حالة التربة غير المتماسكة تعرف نسبة ضغط التربة الجانبي الفعال σ_a إلى الإجهاد الرأسي الواقع عليها σ_v بأنها معامل ضغط التربة الفعال K_a.

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v \qquad (٤-٧)$$

٣/١/١/٧ ضغط التربة المقاوم

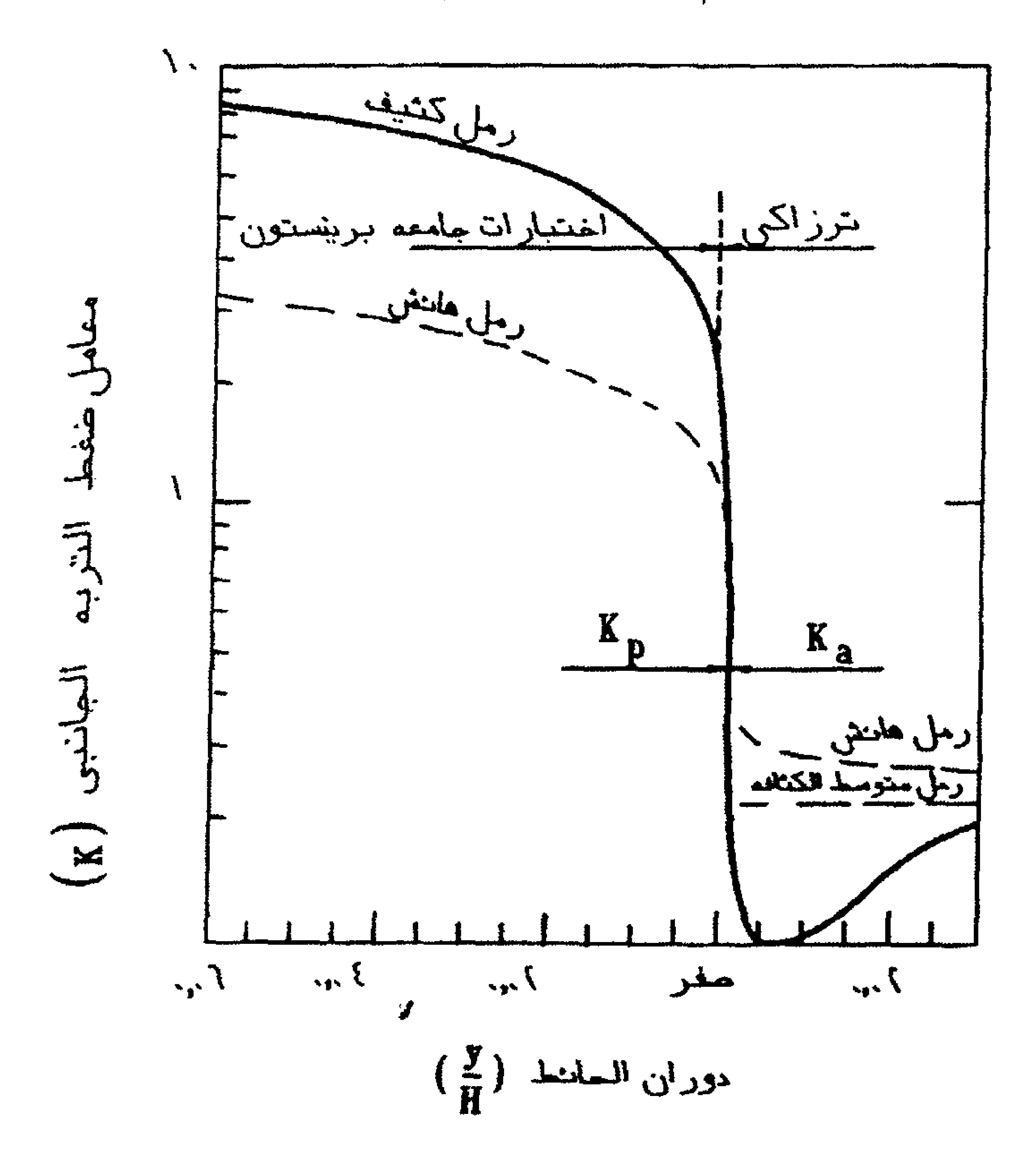
ينشأ ضغط التربة المقاوم σ_p عندما يتحرك الحائط في اتجاه التربة بما ينتج عنه انضغاط جانبي لها يكفي لتولد واستنفاذ كامل مقاومة القص للتربة ووصولها إلى حالة اتزان لدن، يصاحب هذا الانضغاط ازدياد الضغط الجانبي للتربة بدءًا من قيمة ضغط السكون حتى أكبر قيمة ممكنة له وهي قيمة ضغط التربة المقاوم.

في حالة التربة غير المتماسكة تعرف نسبة ضغط التربة الجانبي المقاوم σ_p إلى الإجهاد الرأسي الواقع عليها σ_v بأنها معامل ضغط التربة المقاوم K_p.

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v \qquad (٧-٥)$$

٤/١/١/٧ العلاقة بين دوران الحائط ومعامل ضغط التربة الجانبي

يكفي حدوث انفعال صغير في التربة للوصول بها إلى حالة الاتزان اللدن الفعال، بينما يتطلب الوصول إلى حالة الاتزان اللدن المقاوم حدوث انفعال في التربة أكبر نسبيًا.



الشكل ٧-١: علاقة معامل ضغط التربة الجانبي بدوران الحائط

يوضح الشكل ٧-١ العلاقة بين معدل دوران الحائط الرأسي Y/H ومعامل ضغط التربة الجانبي K لها.

كما يوضح الجدول ٧-١ بعض القيم العملية لمعدل دوران الحائط الرأسي عند حالتي الاتزان اللدن لبعض أنواع التربة.

الجدول ٧-١: معدل دوران الحائط الرأسي عند حالتي الاتزان اللدن لبعض أنواع التربة

نوع التربة	النسبة Y/H	
	الضغط المقاوم	الضغط الفعال
تربة غير متماسكة كثيفة	٠.٠٠٢	٠.٠٠٠٥
تربة غير متماسكة سائبة	٠.٠٠٦	٠.٠٠٢
تربة متماسكة جامدة	٠.٠٢	٠.٠١
تربة متماسكة لينة	٠.٠٤	٠.٠٢

Y الإزاحة الأفقية.
H ارتفاع الحائط.

٧/١/١/٥ تأثير جساءة الحائط على ضغط التربة الجابني

يعتمد شكل توزيع ضغط التربة الجانبي على نوع الحائط وحركته (الشكل ٧-٢).

يكون توزيع ضغط التربة الجانبي على الحائط الجسيئ مثلثيًا تقريبًا إذا كانت الحركة الجانبية لقمة الحائط لا تقل عن الحركة الجانبية لأسفلها.

يكون توزيع ضغط التربة الجانبي الفعال على الحائط الجسيئ على هيئة قطع مكافئ إذا كانت الحركة الجانبية لأسفل الحائط أكبر من حركتها عند القمة.

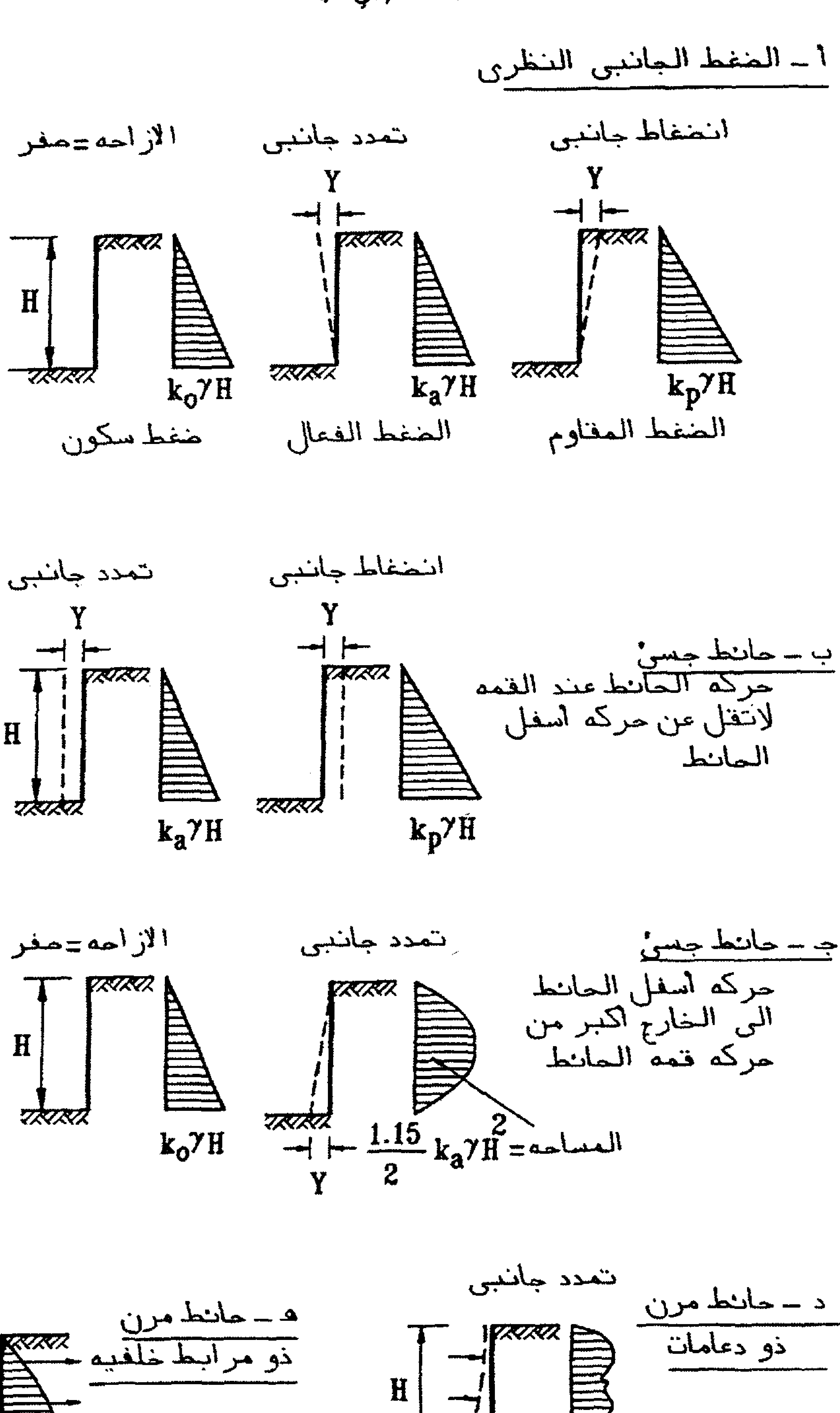
يكون توزيع ضغط التربة على الحوائط المرنة المرتكزة على دعامات أكثر تعقيدًا وتتغير محصلة ضغط التربة عليها في حدود ٣٠٪ من ضغط التربة الفعال النظري.

يكون توزيع ضغط التربة على الحوائط المرنة ذات المرابط الخلفية قريبًا من التوزيع المثلثي.

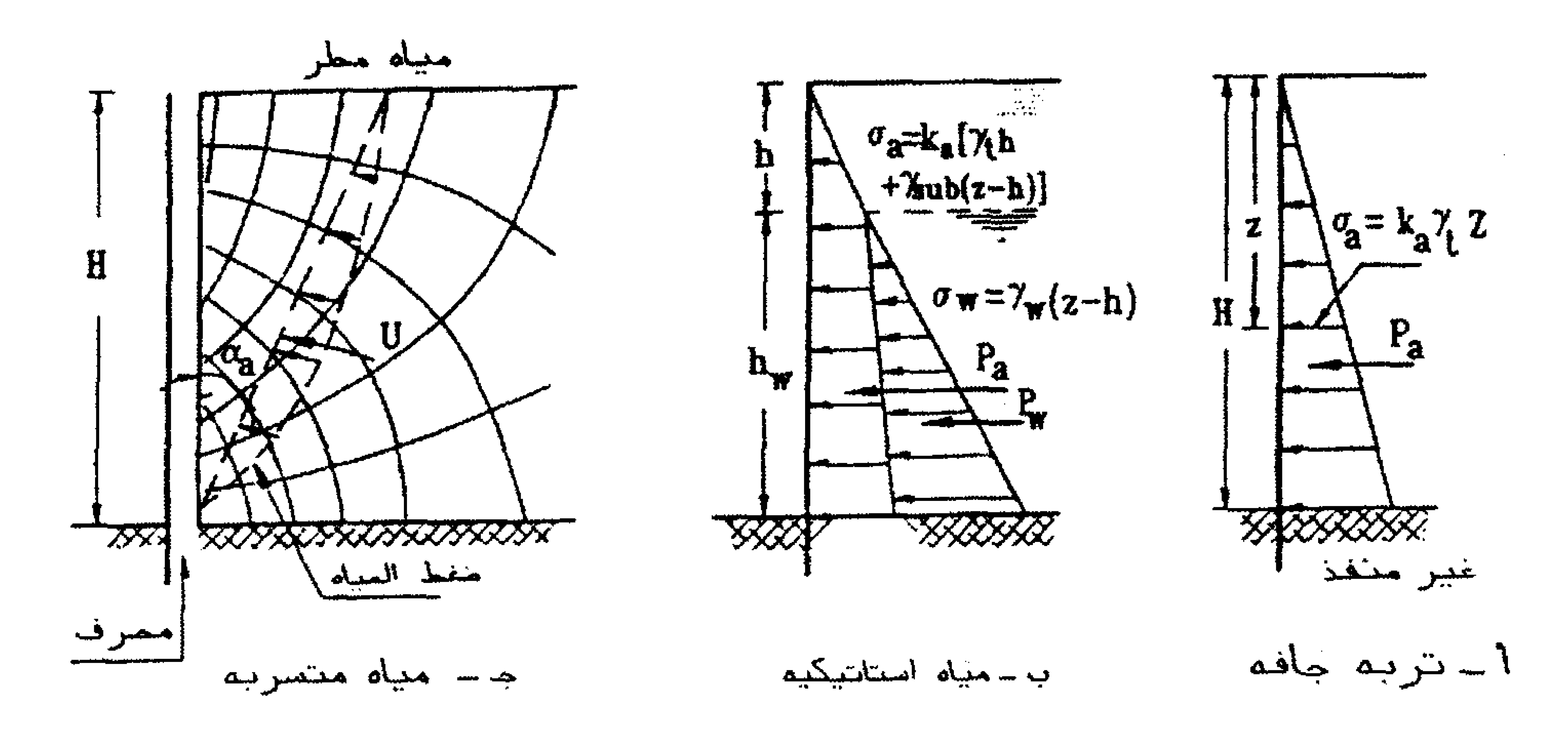
٧/١/١/٦ تأثير وجود المياه على ضغوط التربة

يختلف تأثير وجود المياه على ضغوط التربة الجانبية حسب الحالة الميكانيكية للمياه (الشكل ٧-٣). وينشأ هذا التأثير من وجود ضغط للمياه على سطح الانزلاق في التربة خلف الحائط بالإضافة إلى ضغط المياه على سطح التماس بين التربة والحائط.

وعند حساب الضغط الإجمالي على الحائط يجب إضافة ضغط المياه إلى ضغط التربة.



الشكل ٧-٢: تأثير جساءة الحائط على توزيع ضغط التربة الجانبي



الشكل ٧-٣: تأثير وجود المياه على ضغوط التربة

٢/١/٧ حساب ضغط التربة الفعال والمقاوم على الحوائط الساندة

يتوقف مقدار وتوزيع ضغط التربة الجانبي على الحوائط الساندة على مجموعة من العوامل منها:

أ- نوع التربة (مقاومة القص لها).

ب- شكل سطح الأرض: إذا كان أفقيًا أو مائلاً أو منكسرًا.

ج- خصائص ظهر الحائط (أملس أو خشن) واتجاه الاحتكاك بينه وبين التربة.

د- شكل ظهر الحائط: إذا كان رأسيًا، مائلاً أو منكسرًا.

هـ- وجود المياه الأرضية وحركتها خلف الحائط.

و- الأحمال الحية على سطح الأرض.

فيما يلي طرق حساب ضغط التربة الجانبي للحالات المختلفة.

١/٢/١/٧ حالات خاصة شائعة

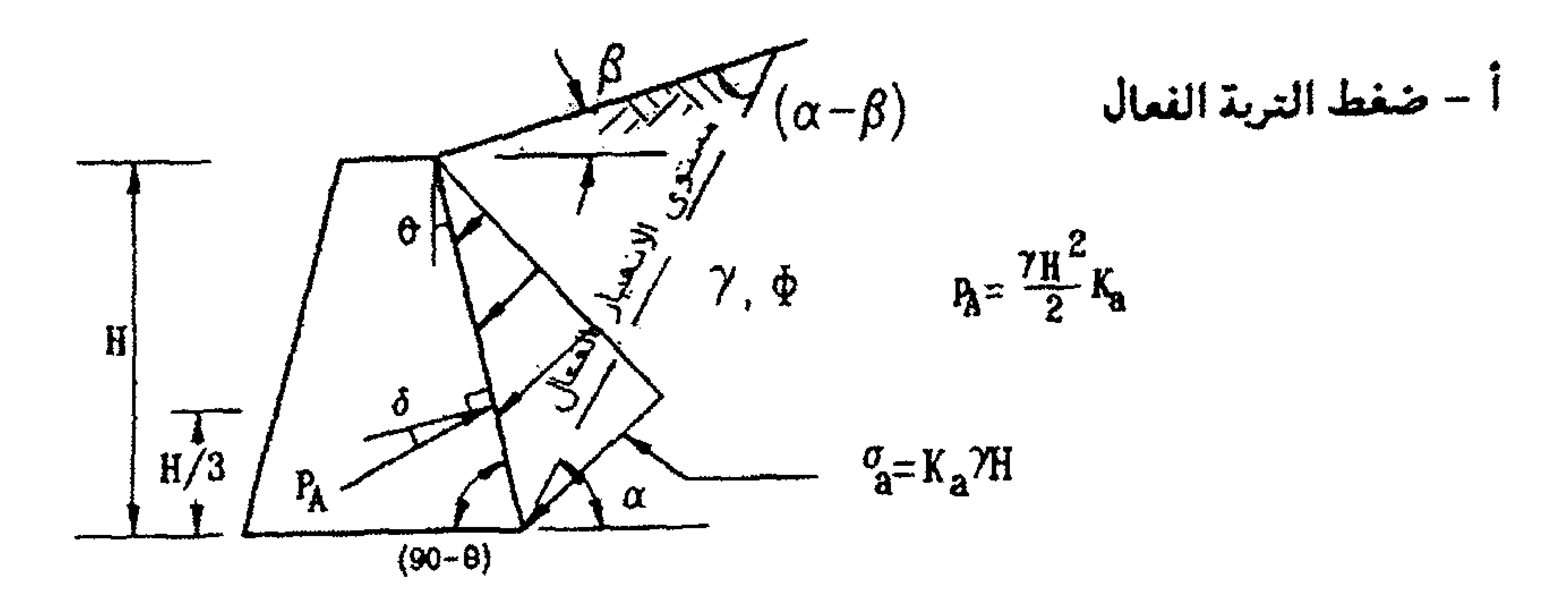
١/١/٢/١/٧ ضغط التربة غير المتماسكة

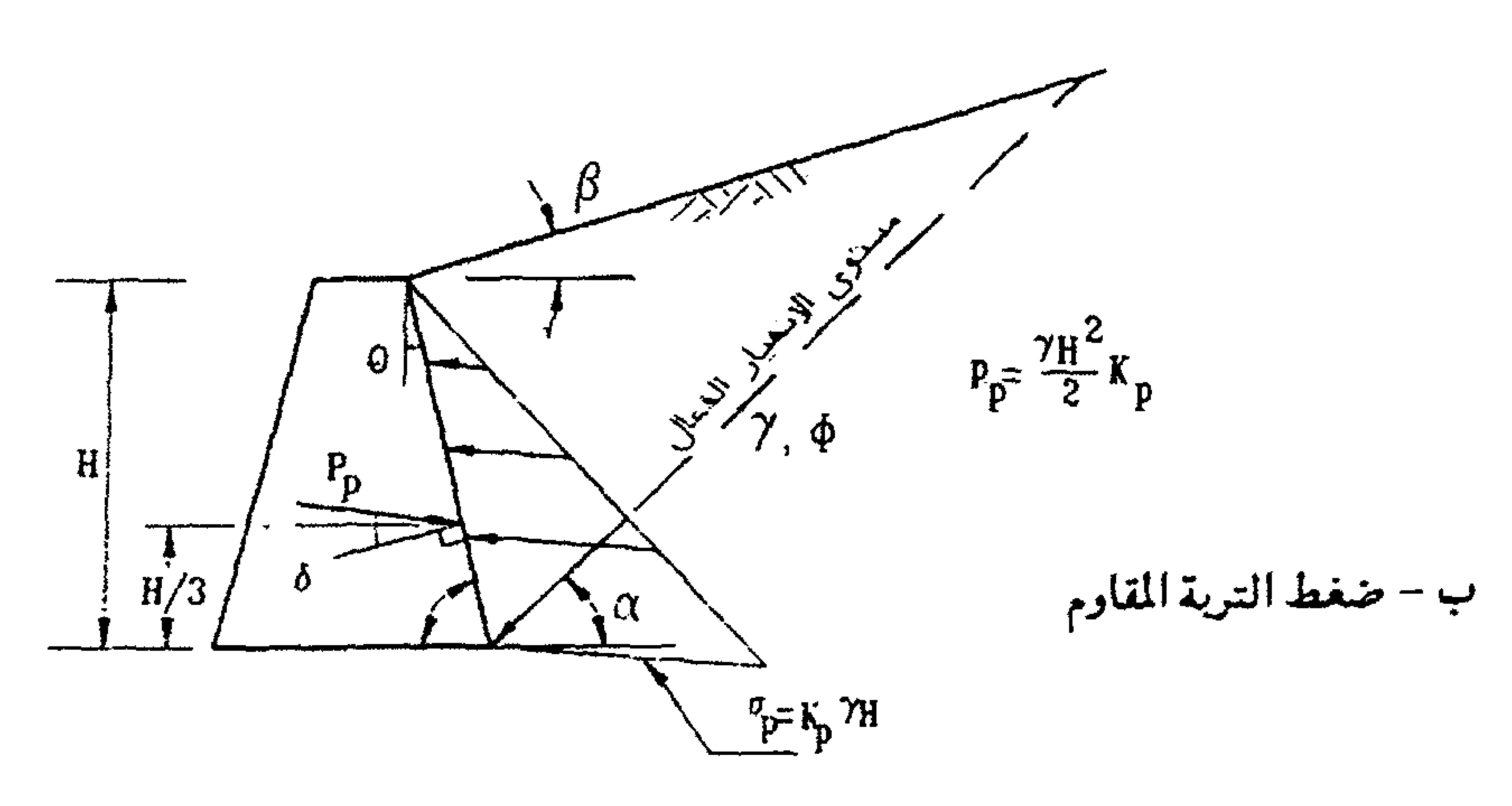
تمثل حالة الحائط ذو الظهر المائل الخشن، والساند لتربة غير متماسكة ذات سطح مستوى مائل، حالة شائعة للحوائط الساندة (الشكل ٧-٤).

تحسب كثافة توزيع ضغط التربة الفعال والمقاوم على ظهر الحائط من المعادلات التالية:

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v \quad (٧-٤)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v \quad (٧-٥)$$





الشكل ٧-٤: حالة عامة - حائط خشن ومائل وسطح الأرض مائل

يحسب معاملي ضغط التربة الفعال والمقاوم من المعادلات التالية:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\beta)}}\right]^2} \quad (٧-٦)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi+\beta)}{\cos(\theta-\delta)\cos(\theta-\beta)}}\right]^2} \quad (٧-٧)$$

وتحسب زاوية مثل مستوى الانهيار مع الأفقي α من المعادلة الآتية:

$$\cot(\alpha-\beta)=\tan(\phi+\delta+\beta-\theta)+\sec(\phi+\delta+\beta-\theta)\cdot\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cos(\delta-\theta)}{\sin(\phi+\beta)\cos(\theta-\beta)}} \quad (٧-٨)$$

في المعادلة ٧–٨، الزوايا ϕ ، δ تكون سالبة في حالة ضغط التربة الفعال، وموجبة في حالة ضغط التربة المقاوم.

ويمكن استنباط الحالات الخاصة لضغط التربة كما يلي:

- حالة سطح الأرض الأفقي $\beta = 0$
- حالة ظهر الحائط الرأسي $\theta = 0$
- حالة ظهر الحائط الأملس $\delta = 0$

في حالات الاحتكاك السالب على ظهر الحائط تعوض قيمة δ بإشارة سالبة.

يتحدد استخدام المعادلة ٧–٧ في حساب معامل ضغط التربة المقاوم لقيم زاوية احتكاك ظهر الحائط δ أقل من ثلث زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة $\phi/3$.

- يمكن استنباط قيم ضغط التربة الفعال والمقاوم للحائط التام الخشونة $\delta/\phi = \pm 1$ من المنحنيات المبينة بالشكل ٧–٥ لحالة ظهر الحائط المائل وسطح الأرض الأفقي ومن المنحنيات بالشكل ٧–٦ لحالة ظهر الحائط الرأسي وسطح الأرض المائل.
- لحالات الخشونة المتغيرة يمكن استخدام الجداول المرفقة بالأشكال ٧–٥، ٧–٦ في تعديل قيم ضغط التربة المقاوم.

٧/١/٢/١/٢ ضغط التربة المتماسكة

في حالة سطح الأرض المستوى الأفقي والحائط الرأسي الأملس (الشكل ٧–٧) تحسب كثافة توزيع ضغط التربة الفعال والمقاوم على ظهر الحائط من المعادلات التالية:

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2C\sqrt{K_a} \quad (٧–٩)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v + 2C\sqrt{K_p} \quad (٧–١٠)$$

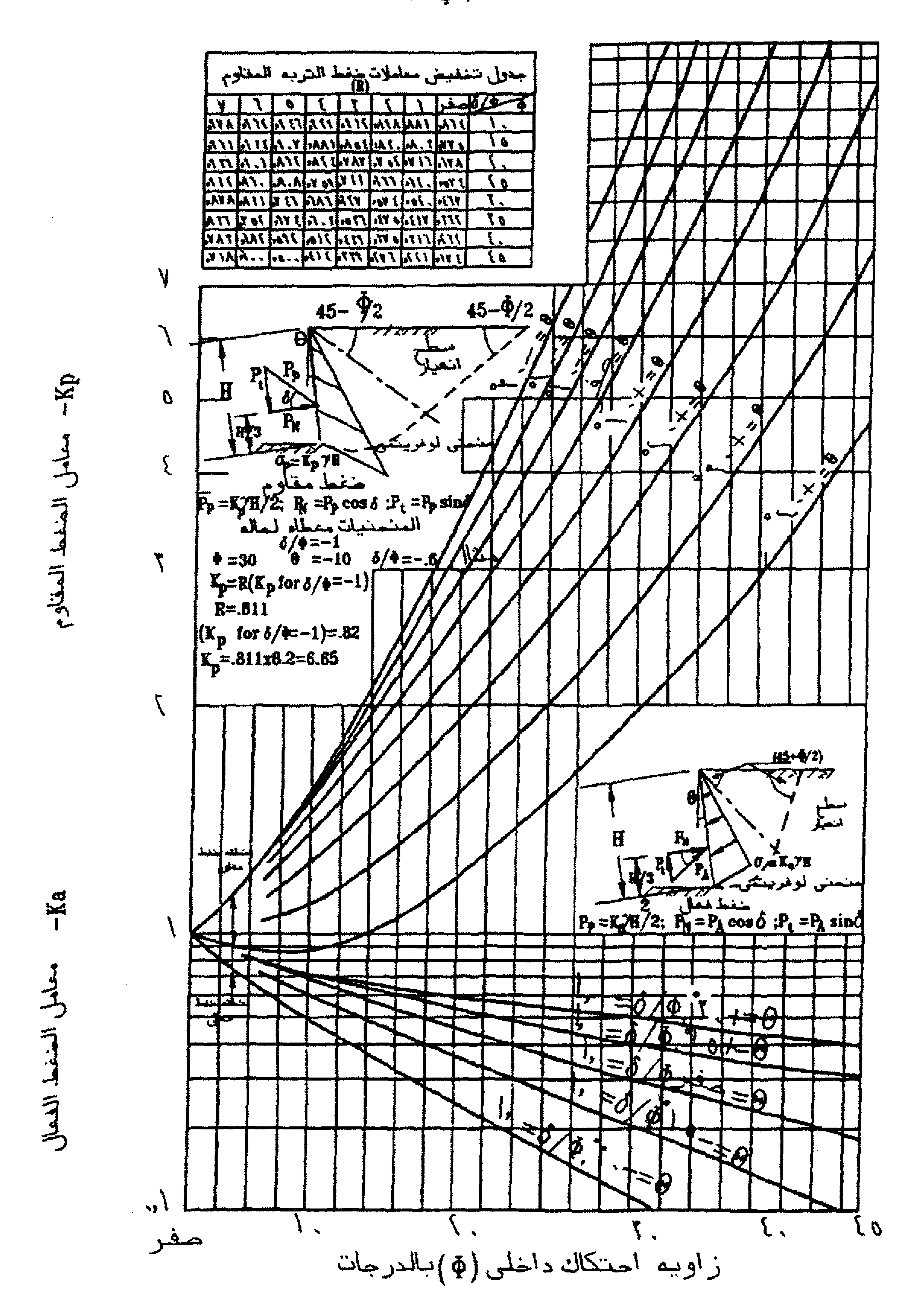
حيث C = تماسك التربة.

K_a معامل ضغط التربة الفعال:

$$K_a = \frac{1 - \sin\beta}{1 + \sin\phi}$$

K_p معامل ضغط التربة المقاوم:

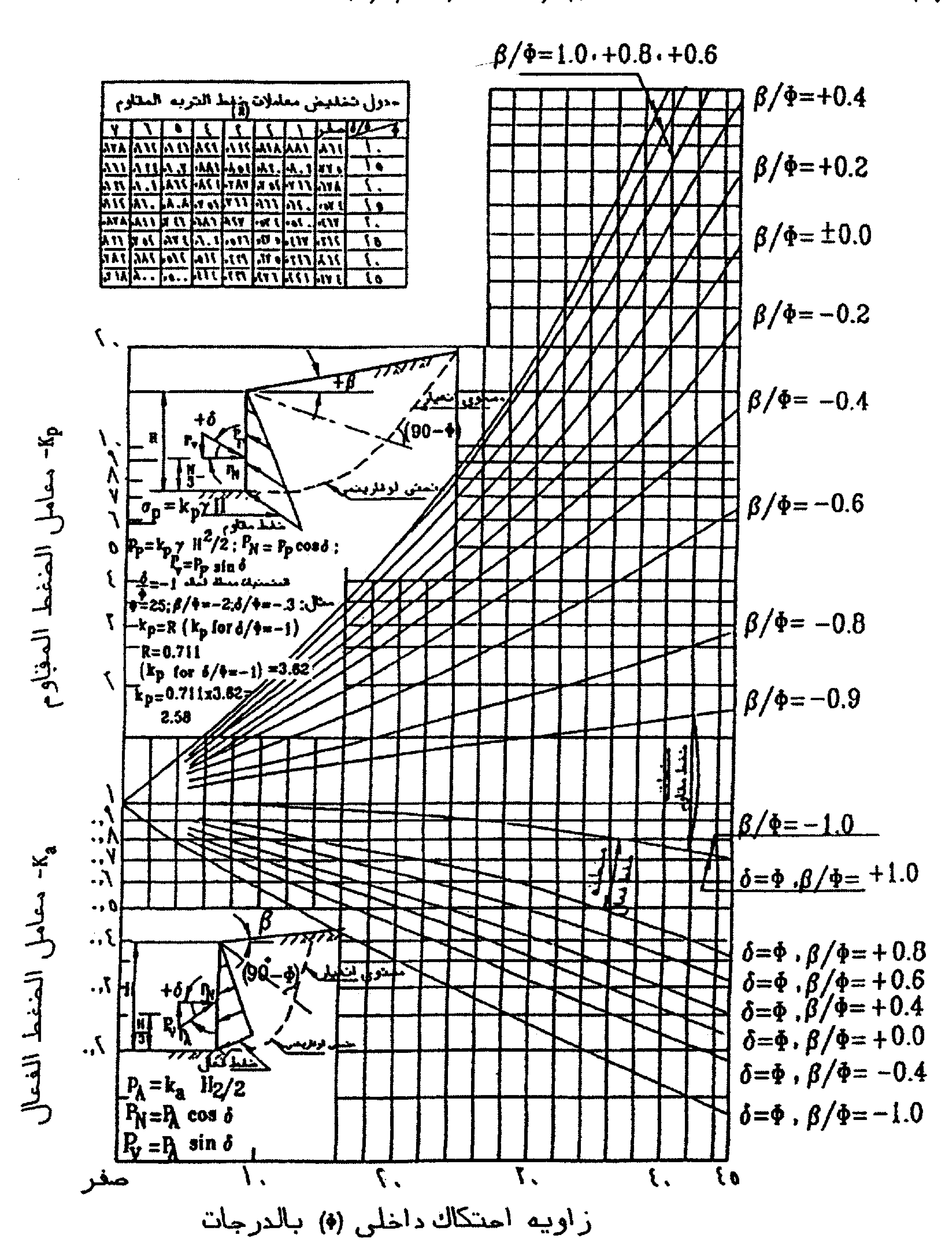
$$K_p = \frac{1}{K_a}$$



جدول تخفيض معاملات ضغط التربة المقاوم (R)

ϕ \ δ/ϕ	صفر	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧
١٠	٫٨٦٤	٫٨٨١	٫٨٩٨	٫٩١٢	٫٩٢٩	٫٩٤٦	٫٩٦٢	٫٩٧٨
١٥	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	٫٨٨١	٫٩٠٢	٫٩٢٢	[illegible]
٢٠	[illegible]	٫٧٦٦	[illegible]	[illegible]	[illegible]	٫٨٦٢	[illegible]	[illegible]
٢٥	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
٣٠	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
٣٥	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
٤٠	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
٤٥	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

الشكل ٧-٥: معاملات ضغط التربة لحالة سطح الأرض الأفقي وظهر الحائط المائل الخشن

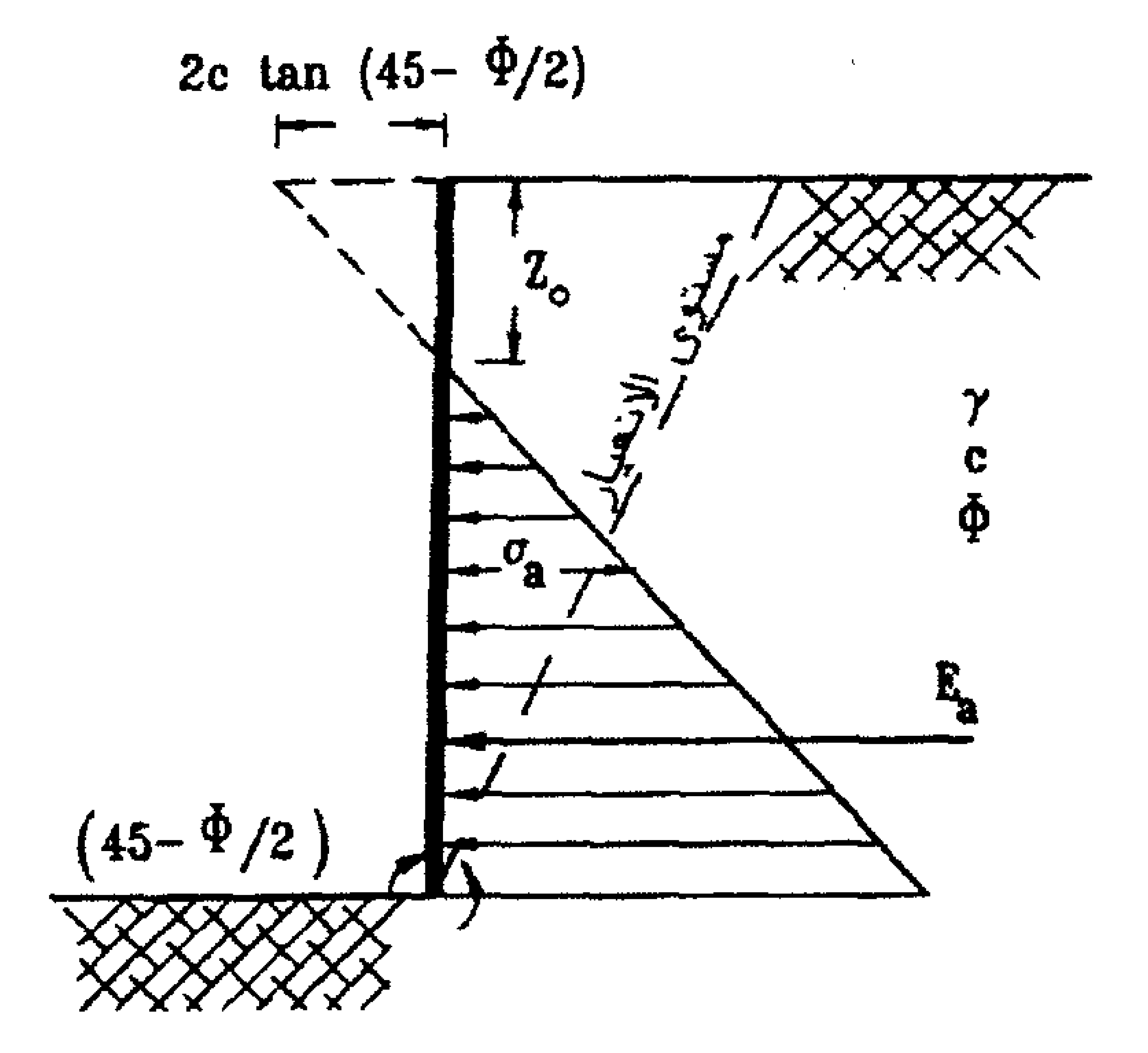


الشكل ٧-٦: معاملات ضغط التربة لحالة سطح الأرض المائل وظهر الحائط الرأسي الخشن

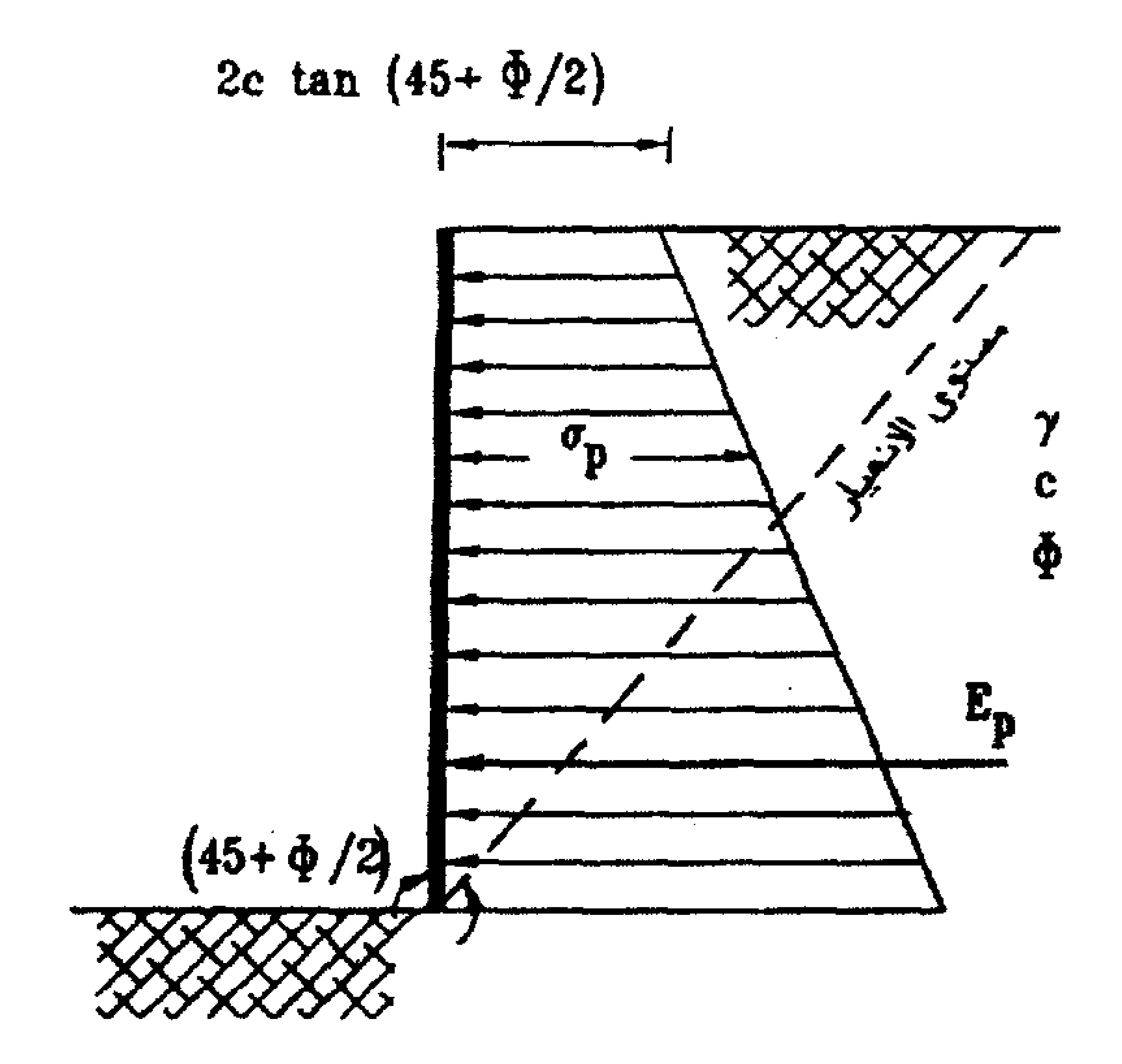
ويلاحظ إهمال قوى الشد التي تتولد في الطبقة السطحية من التربة بعمق Z_o (في ضغط التربة الفعال). ويمكن حساب هذا العمق Z_o نظريًا من المعادلة التالية:

$$Z_o = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad (١١-٧)$$

ومن المشاهدات في الطبيعة فإن العمق Z_o لا يتجاوز نصف ارتفاع الحائط.



أ ـ ضغط التربه الفعال



ب ـ ضغط التربه المقاوم

الشكل ٧-٧: ضغط التربة المتماسكة الفعال والمقاوم حائط رأسي أملس وسطح الأرض أفقي

٢/٢/١/٧ الحالة العامة

١/٢/٢/١/٧ ضغط التربة الفعال

في هذه الحالة يتم تقسيم التربة إلى أجزاء لكل جزء منها خواصه المتجانسة. وبافتراض أسطح انهيار مستوية تحد كل منطقة منها كما في الشكل ٧-٨ ودراسة اتزان هذه الكتل من التربة يتم حساب ضغط التربة على الحائط.

الضغط الفعال للتربة هو أكبر قيمة يتم الحصول عليها في هذه المحاولات التكرارية.

٢/٢/٢/١/٧ ضغط التربة المقاوم

في هذه الحالة يتم الحل بفرض عدة أسطح انزلاق يتكون كل منها من قوس دائري وخط مستقيم (الشكل ٧-٩)، وبدراسة الاتزان لهذه الكتل من التربة يتم إيجاد أقل ضغط للتربة على الحائط أي الضغط المقاوم لها.

٣/١/٧ حساب ضغط التربة الجانبي على الحوائط الساندة الجسيئة الناشئ عن الأحمال الحية

١/٣/١/٧ حمل موزع بانتظام

في حساب ضغط التربة الجانبي على الحوائط الجسيئة الناشئ عن حمل موزع بانتظام كثافته q تستخدم المعادلتان التاليتان:

$$\sigma_a = K_a \cdot q \qquad (١٢-٧)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot q \qquad (١٣-٧)$$

حيث

K_a ، K_p = معاملات ضغط التربة الفعال والمقاوم المناظرة لظروف الحائط والتربة، وتوزيع ضغط التربة الجانبي منتظم مع العمق (الشكل ٧-١٠).

٢/٣/١/٧ حمل موزع بانتظام على مساحة مستطيلة

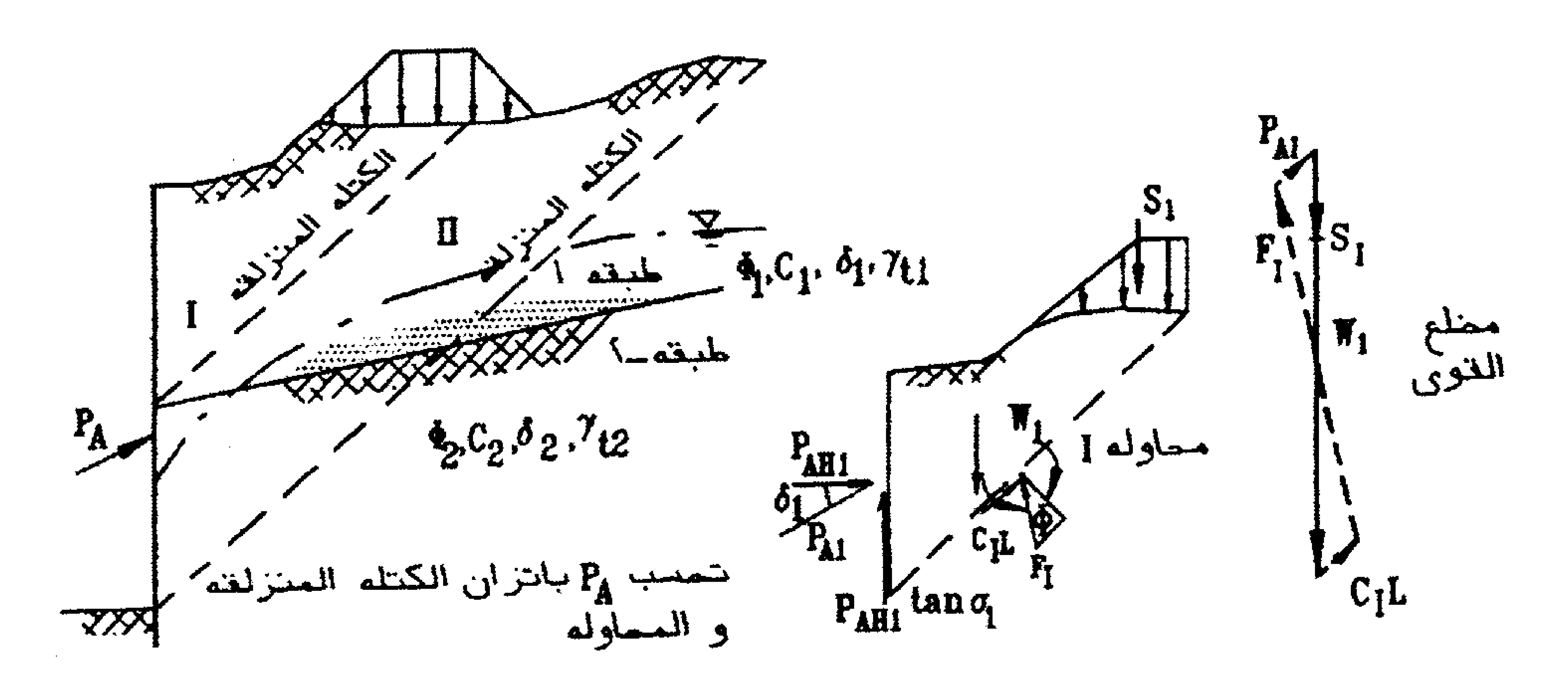
يتم حساب الضغط الجانبي للتربة تحت ركن المساحة المحملة الملاصق للحائط من المعادلة التالية:

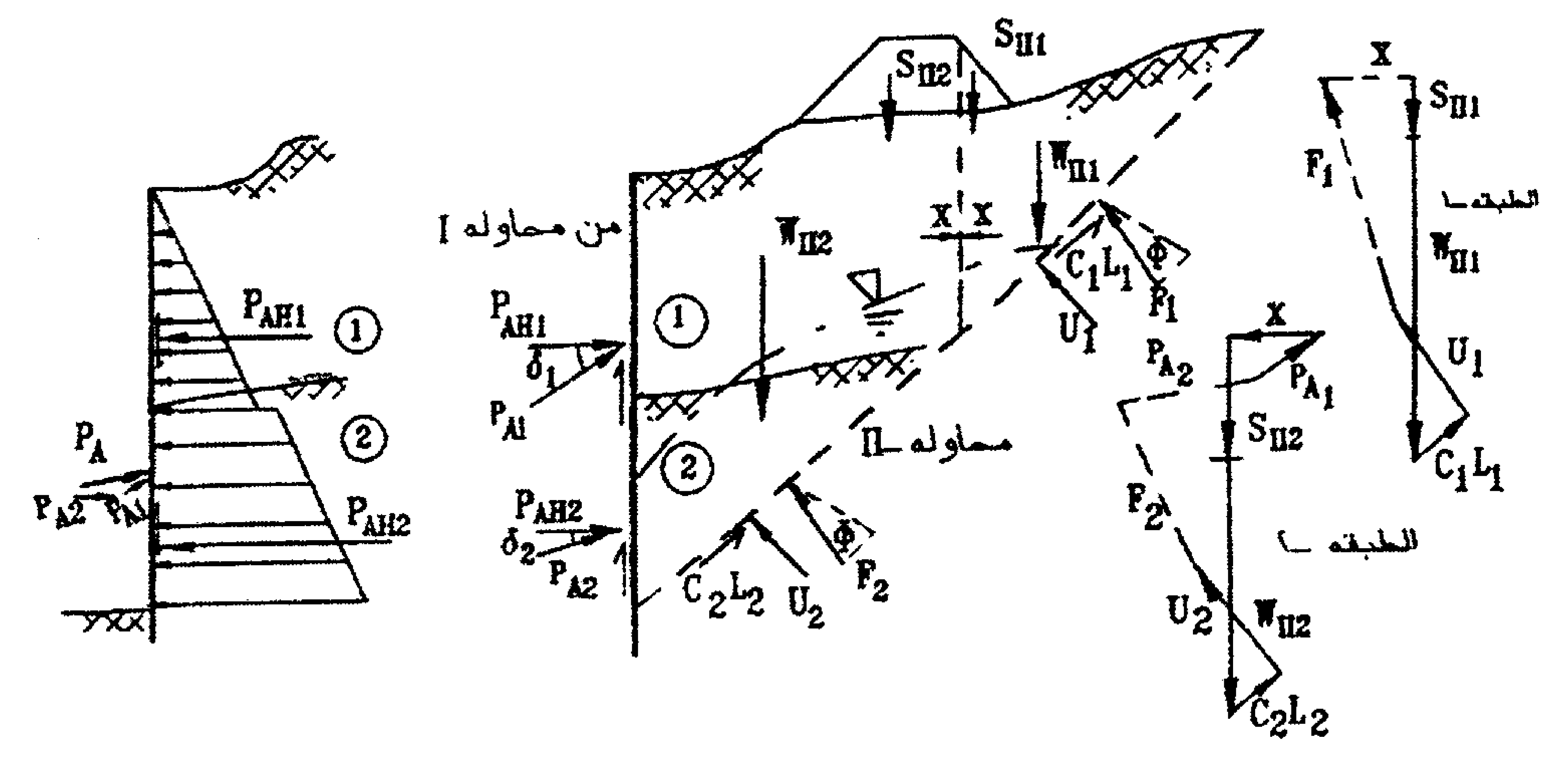
$$\sigma_h = I_p \cdot q \qquad (١٤-٧)$$

حيث I_p = معامل ضغط التربة الجانبي والذي يستنتج من الشكل ٧-١١.

حالات التطبيق:

- وجود تكسير بسطح الردم الخلفي.
- وجود أحمال حية غير منتظمة.
- وجود احتكاك بين التربة والحائط.
- مستوى المياه الجوفية مائل.
- ردم خلفي مكون من طبقات.

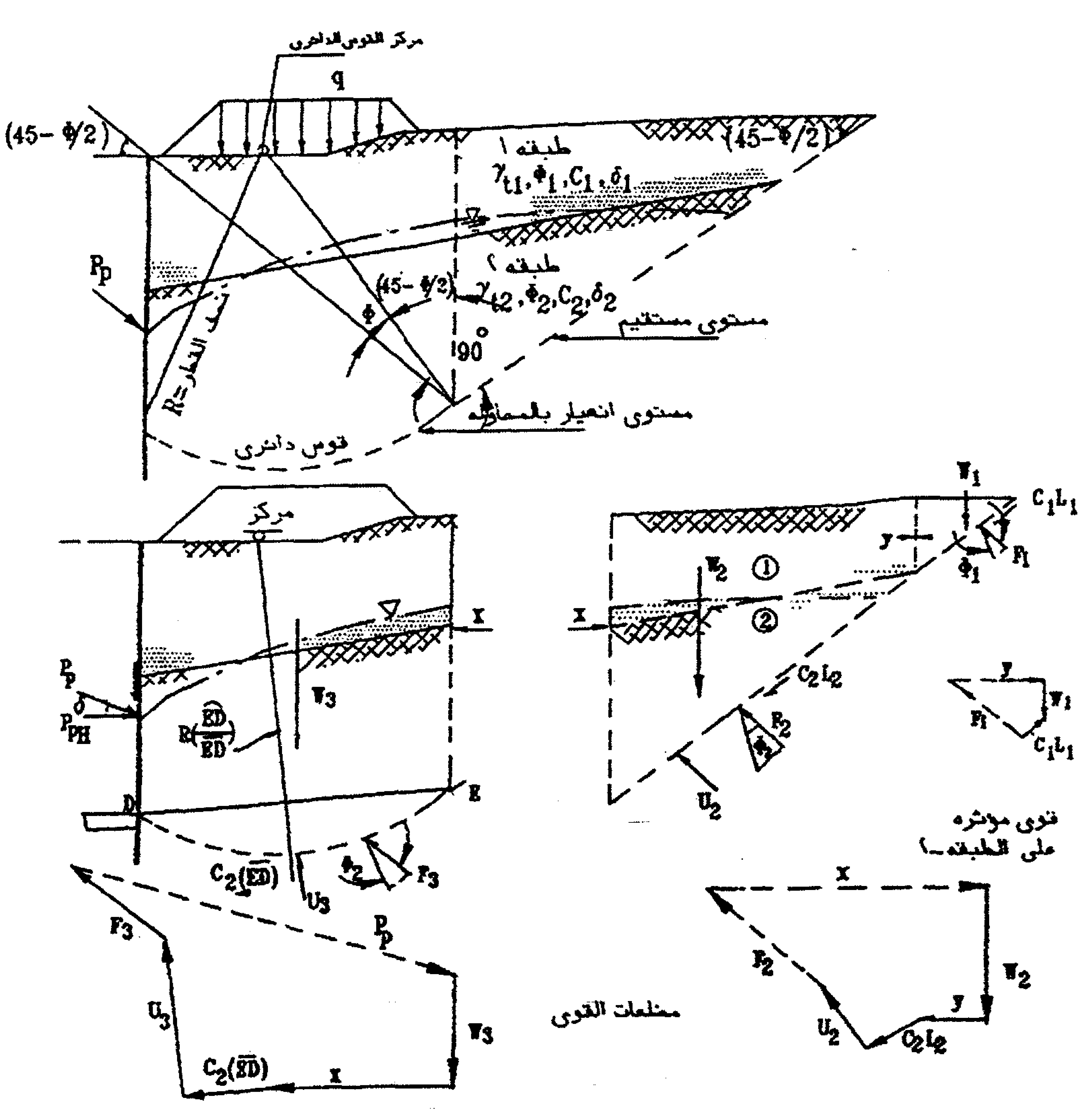




الشكل ٧-٨: الحالة العامة لحساب ضغط التربة الفعال

حالات التطبيق:

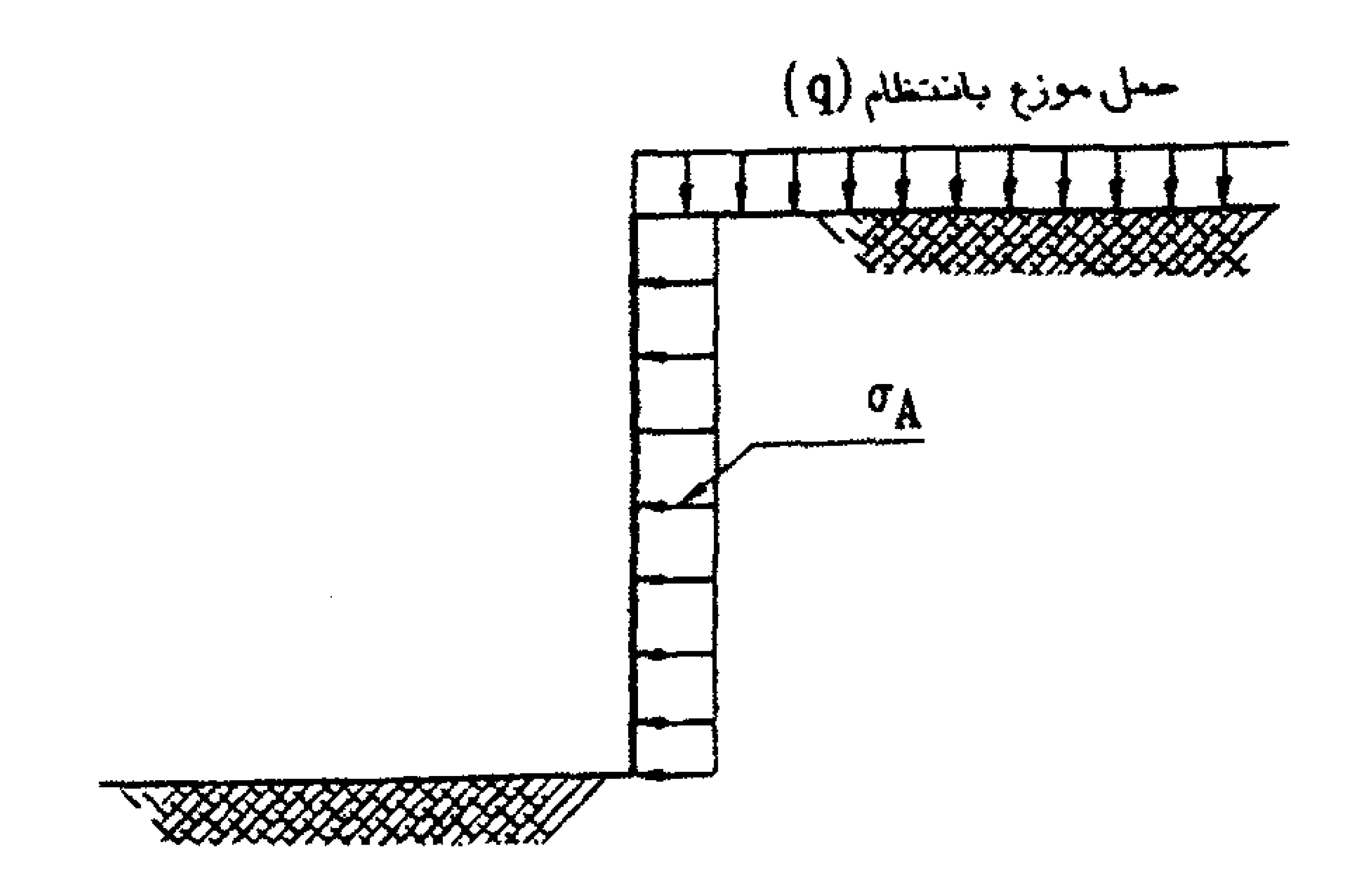
- وجود تكسير بسطح الردم الخلفي.
- وجود أحمال حية غير منتظمة.
- وجود احتكاك بين التربة والحائط.
- ردم خلفي مكون من طبقات.
- مستوى المياه الجوفية مائل.



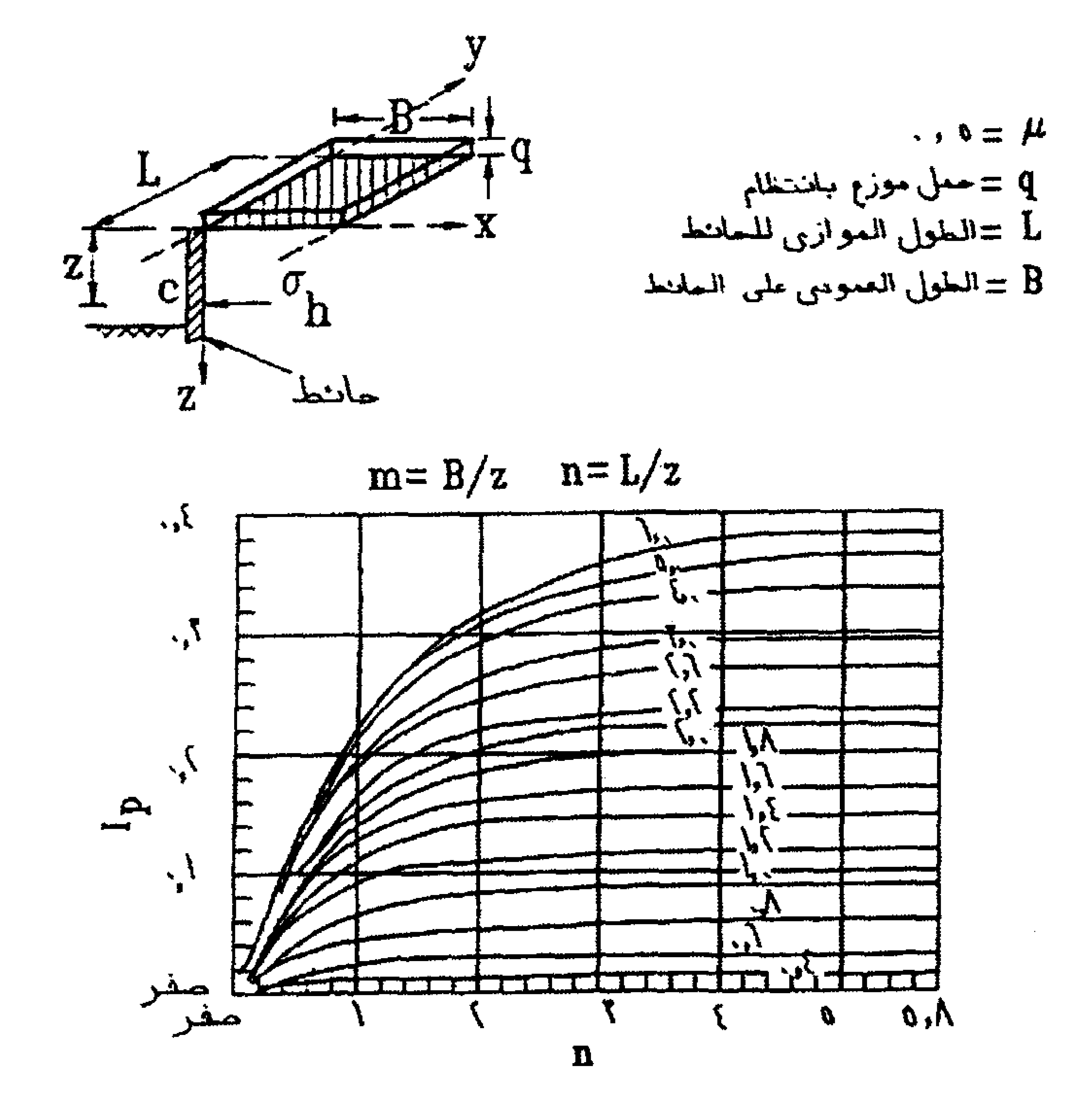
الشكل ٧-٩: الحالة العامة لحساب ضغط التربة المقاوم

الجدول ٢-٧: معاملات الاحتكاك القصوى للمواد المختلفة

نوع الحائط والتربة المجاورة	معامل الاحتكاك	زاوية الاحتكاك بالدرجات
أ) حائط من الخرسانة أو المباني على المواد التالية:		
• صخر نقي طنان.	٠.٧	٣٥
• زلط نقي - خليط من الزلط والرمل - رمل خشن	٠.٦٠-٠.٥٥	٣١-٢٩
• رمل نقي ناعم إلى متوسط الخشونة - رمل طميي متوسط الخشونة وخشن - زلط طميي أو طيني.	٠.٥٥-٠.٤٥	٢٩-٢٤
• رمل نقي ناعم - رمل طميي أو طيني ناعم إلى متوسط الخشونة.	٠.٤٥-٠.٣٥	٢٤-١٩
• طمي رملي ناعم - طمي غير لدن.	٠.٣٥-٠.٣٠	١٩-١٧
• طين جامد جدًا وصلب متصلد أو سابق التصلد.	٠.٥٠-٠.٤٠	٢٦-٢٢
• طين متوسط إلى جامد - طين طميي.	٠.٣٥-٠.٣٠	١٩-١٧
ب) الستائر اللوحية من الصلب:		
• زلط نقي - خليط من الزلط والرمل - ردم من الصخر جيد التدرج.	٠.٤٠	٢٢
• رمل نقي - خليط من رمل وزلط وطمي - ردم من الصخر الصلب ذو المقاس الواحد.	٠.٣٠	١٧
• رمل طميي - رمل أو زلط مخلوط بالطمي أو الطين.	٠.٢٥	١٤
• طمي رملي ناعم - طمي غير لدن.	٠.٢٠	١١
ج) الستائر اللوحية الخرسانية:		
• زلط نقي - خليط من الرمل والزلط - ردم من الصخر جيد التدرج.	٠.٥٠-٠.٤٠	٢٦-٢٢
• رمل نقي - خليط من الرمل الطيني والزلط - ردم من الصخر.	٠.٤٠-٠.٣٠	٢٢-١٧
• رمل طميي - خليط من الرمل أو الزلط مع الطين أو الطمي.	٠.٣٠	١٧
• طمي رملي ناعم - طمي غير لدن.	٠.٢٥	١٤
د) مواد إنشائية متغيرة:		
• مباني على مباني - صخور نارية ومتحولة.	٠.٧	٣٥
• صخر طري مستوى على صخر طري مستوى.	٠.٧	٣٥
• صخر صلب مستوى على صخر طري مستوى.	٠.٦٥	٣٣
• صخر صلب مستوى على صخر صلب مستوى.	٠.٥٥	٢٩
• مباني على خشب.	٠.٥٠	٢٦
• حديد على حديد عند الوصلات.	٠.٣٠	١٧



الشكل ٧-١٠: ضغط جانبي ناتج عن حمل موزع بانتظام



الشكل ٧-١١: المعامل I_p للأحمال الموزعة على مساحة مستطيلة

٣/٣/١/٧ حمل شريطي منتظم

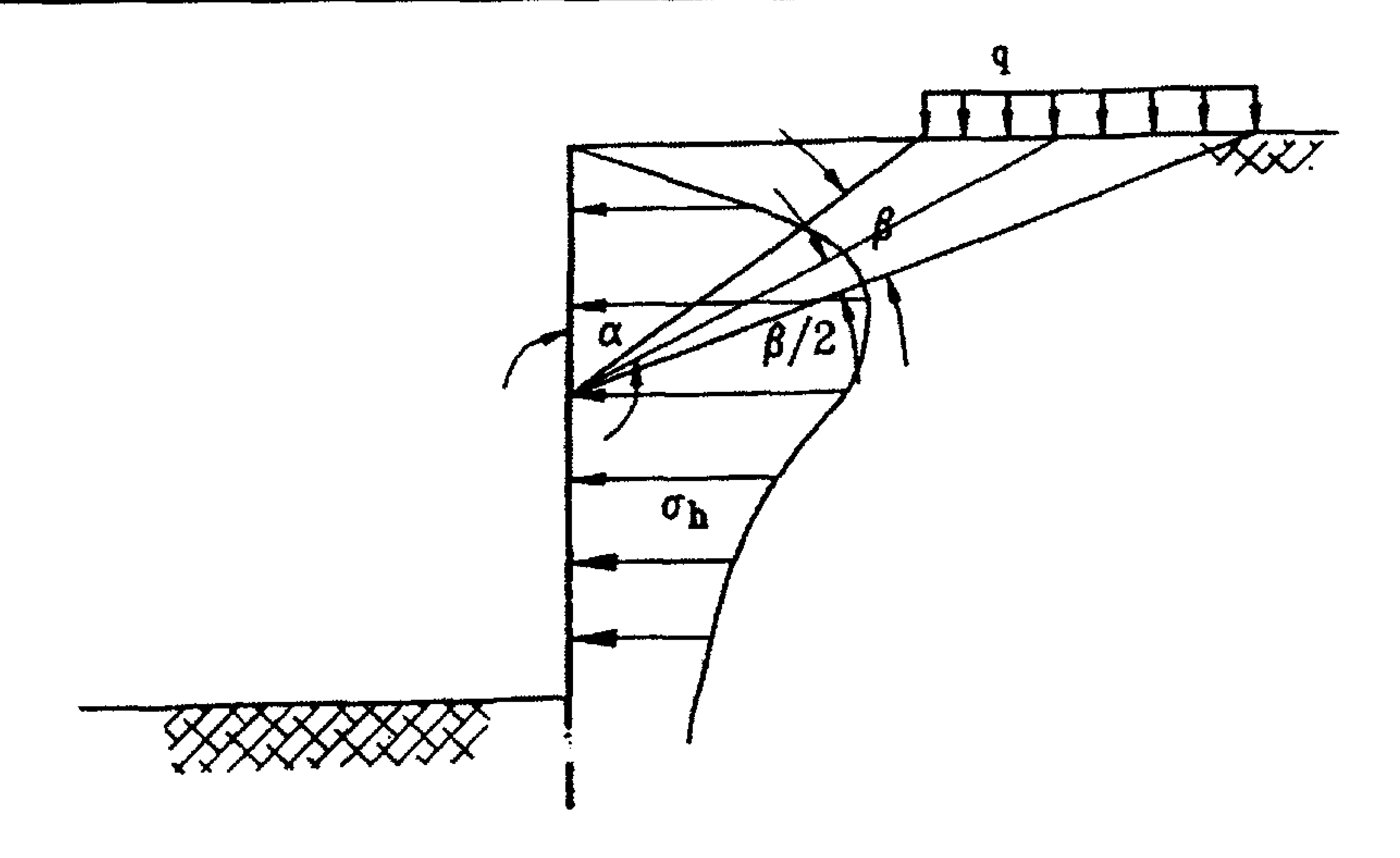
يتم حساب الضغط الجانبي للتربة من المعادلة التالية:

$$\sigma_h = \frac{2q(\beta - \sin\beta \cos 2\alpha)}{\pi} \qquad (٧-١٥)$$

الشكل ٧-١٢ يوضح توزيع الضغط الجانبي مع العمق.

الجدول ٧-٣: معاملات الالتصاق لنوعيات التربة المتماسكة المختلفة

التماسك C_u كجم/سم٢	الالتصاق C_a كجم/سم٢
تربة لينة جدًا/لينة (صفر-٠.٢٥)	(صفر-٠.٢٥)
تربة متماسكة متوسطة (٠.٢٥-٠.٥٠)	(٠.٢٥-٠.٥٠)
تربة متماسكة جامدة (٠.٥٠-١.٠)	(٠.٥٠-٠.٧٥)
تربة متماسكة جامدة جدًا (١-٢)	(٠.٧٥-٠.٩٥)
تربة متماسكة صلبة (٢-٤)	(٠.٩٥-١.٣٠)



الشكل ٧-١٢: توزيع الضغط الجانبي نتيجة حمل شريطي منتظم

٧/١/٣/٤ حمل خطي

يتم حساب الضغط الجانبي من المعادلتين التاليتين:

$$\sigma_h = 1.270\frac{q}{H}\cdot\frac{m^2\cdot n}{(m^2+n^2)^2} \qquad m>0.4 \qquad (٧-١٦)$$

$$\sigma_h = 0.203\frac{q}{H}\cdot\frac{n}{(0.16+n^2)^2} \qquad m<0.4 \qquad (٧-١٧)$$

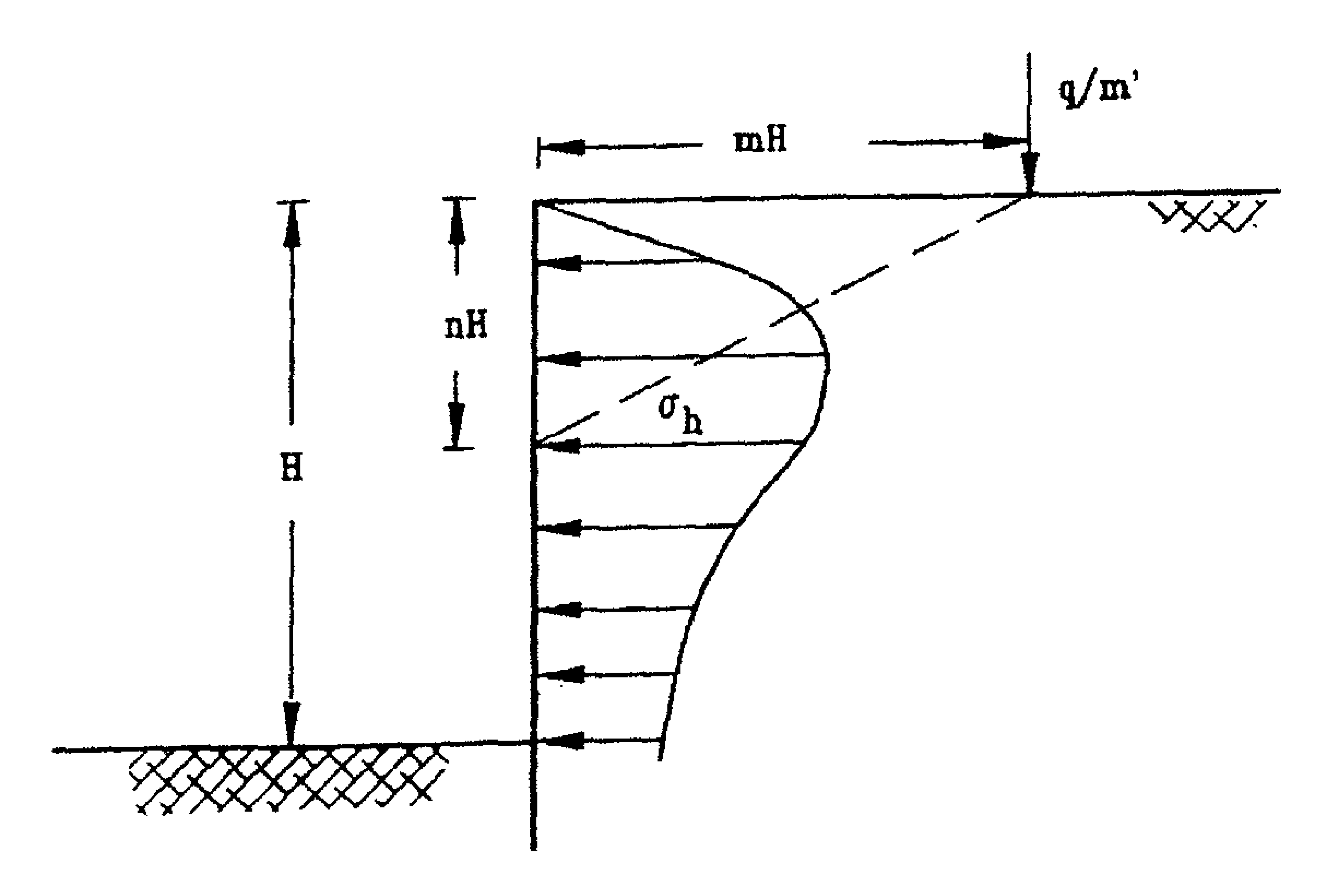
الشكل ٧-١٣ يبين توزيع الضغط الجانبي للتربة على الحائط.

٧/١/٣/٥ حمل مركز

يتم حساب الضغط الجانبي σ_h من المعادلتين التاليتين:

$$\sigma_H = 1.770\frac{Q}{H^2}\cdot\frac{m^2\cdot n^2}{(m^2+n^2)^3} \qquad m>0.4 \qquad (٧-١٨)$$

$$\sigma_H = 0.280\frac{Q}{H^2}\cdot\frac{n^2}{(0.16+n^2)^3} \qquad m<0.4 \qquad (١٩-٧)$$



الشكل ٧-١٣: توزيع الضغط الجانبي نتيجة حمل خطي

الشكل ٧-١٤ يوضح أن كثافة الضغط الجانبي في التربة يتغير رأسيًا مع العمق وأفقيًا مع البعد عن الحمل المركز، حيث:

$$\sigma_h = \sigma_H \cos^2(1.1\Psi)$$

٤/١/٧ ضغط التربة الجانبي على الحوائط الساندة الناتج عن الزلازل

يُرجع إلى البند ٦/٢/٦.

٥/١/٧ اعتبارات عند حساب الضغوط الجانبية على الحوائط الساندة الناتجة عن حالات خاصة

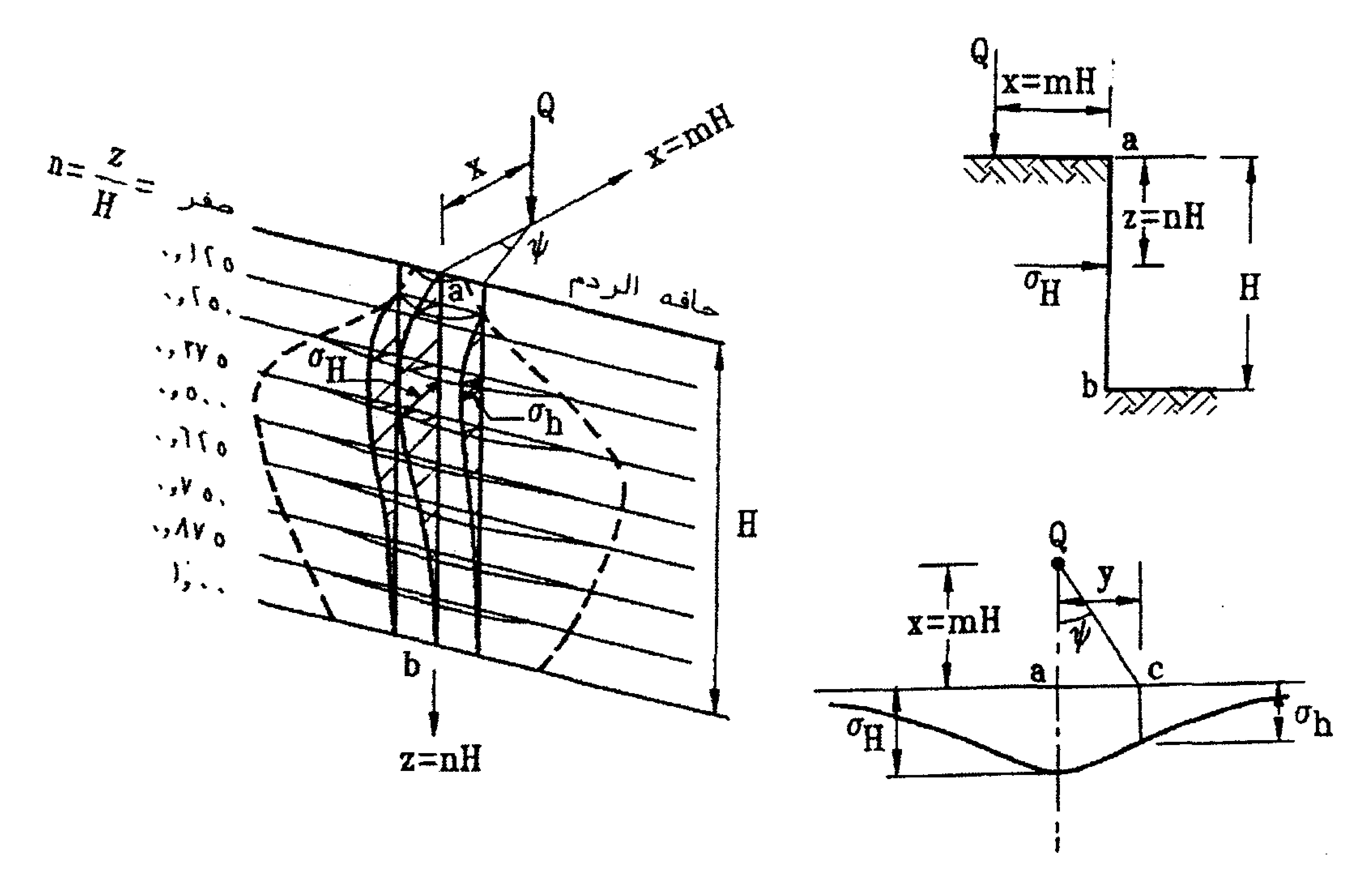
١/٥/١/٧ انتفاخ التربة

انتفاخ التربة الطينية يؤدي إلى ضغوط جانبية كبيرة على الحوائط الساندة ومن الأفضل تقليل احتمال حدوث هذه الضغوط وذلك باستخدام تربة رملية كردم خلفي وعمل طريقة مناسبة لتصريف المياه المتسربة.

٢/٥/١/٧ تمدد المنشأ

يجب الأخذ في الاعتبار تمدد أو انكماش المنشأ العلوي وما يصاحبه من إزاحة للحائط تغير بالتبعية من قيم الضغط الجانبي للتربة على الحائط الساند.

كما تؤثر على الحوائط الساندة التي تحمل منشآت ذات ركائز متحركة قوة احتكـاك باتجـاه وفي مستوى حركة الركائز. يجب اعتبار هذه القوى في تصميم الحائط.



الشكل ٧-١٤: توزيع الضغط الجانبي في التربة تحت تأثير حمل مركز

٣/٥/١/٧ دمك الردم الخلفي

يدمك الردم الخلفي للحوائط الساندة باستخدام أدوات دمـك يدويـة أو أدوات دمـك ميكانيكيـة خفيفة الوزن. إذا استعملت معدات دمك ميكانيكية فيجب اعتبار ذلك في دراسة اتـزان الحـائط. ويفضل استعمال آلات الدمك الميكانيكية الثقيلة بعيدًا عن كتلة التربة المنزلقة.

٤/٥/١/٧ ظروف التنفيذ

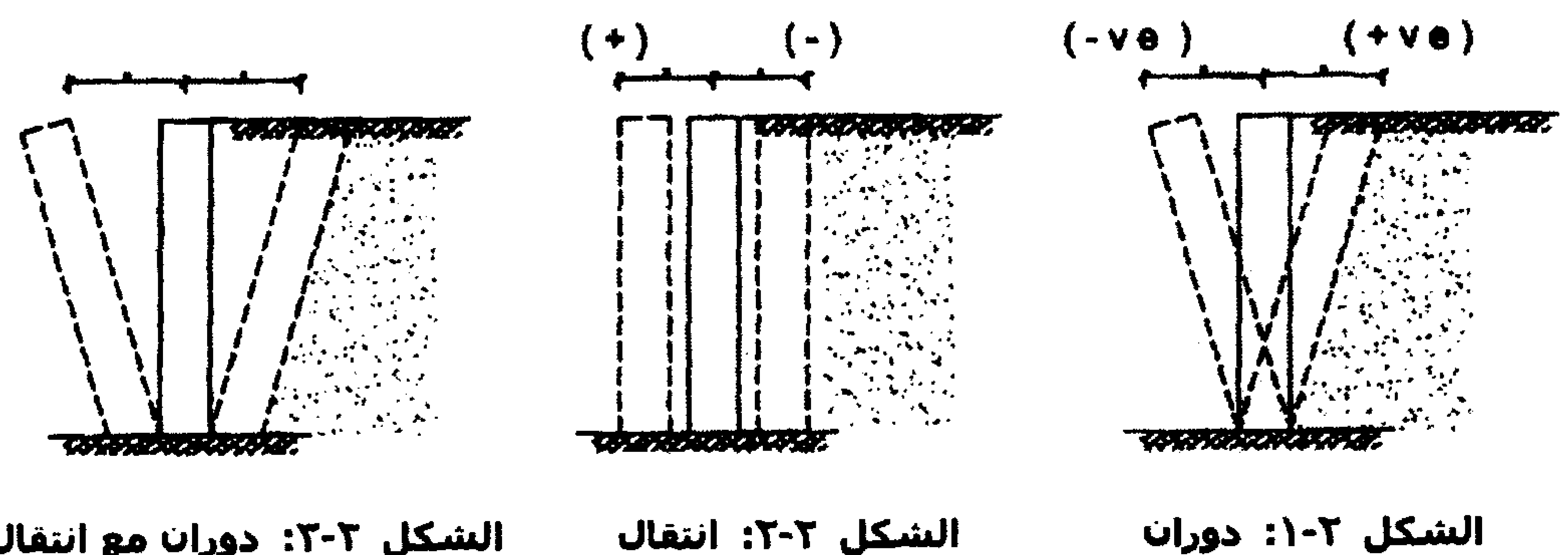
يجب اعتبار تأثير الأحمال الحية الناشئة عن تشوينات أدوات الحفر والتربة الناتجة من الحفـر عند حساب الضغوط الجانبية على الحوائط الساندة.

٢ـ٣ أنواع الحركة للحوائط الساندة Types of Wall Movement

١. دوران rotation: تحدث عند حائط قوي جسيء ومتماسك وتربة قابلة للانضغاط.

٢. انتقال translation: تحدث عند حائط متماسك قوي وتربة متماسكة أو صخرية.

٣. دوران مع انتقال: تحدث عند تربة انضغاطية يمكن أن تنزلق (أو تربة متوسطة بدون أي استطالة للحوائط).



الشكل ٢-١: دوران الشكل ٢-٢: انتقال الشكل ٢-٣: دوران مع انتقال

إن حركة الحائط المطلوبة من ضغط تربة فعال هي:

$$\delta = 0.0005\,h = \text{** mm}$$

حيث h = ارتفاع الحائط بالمتر m.

وحركة الحائط المطلوبة من ضغط فعال مقاوم passive earth pressure هي:

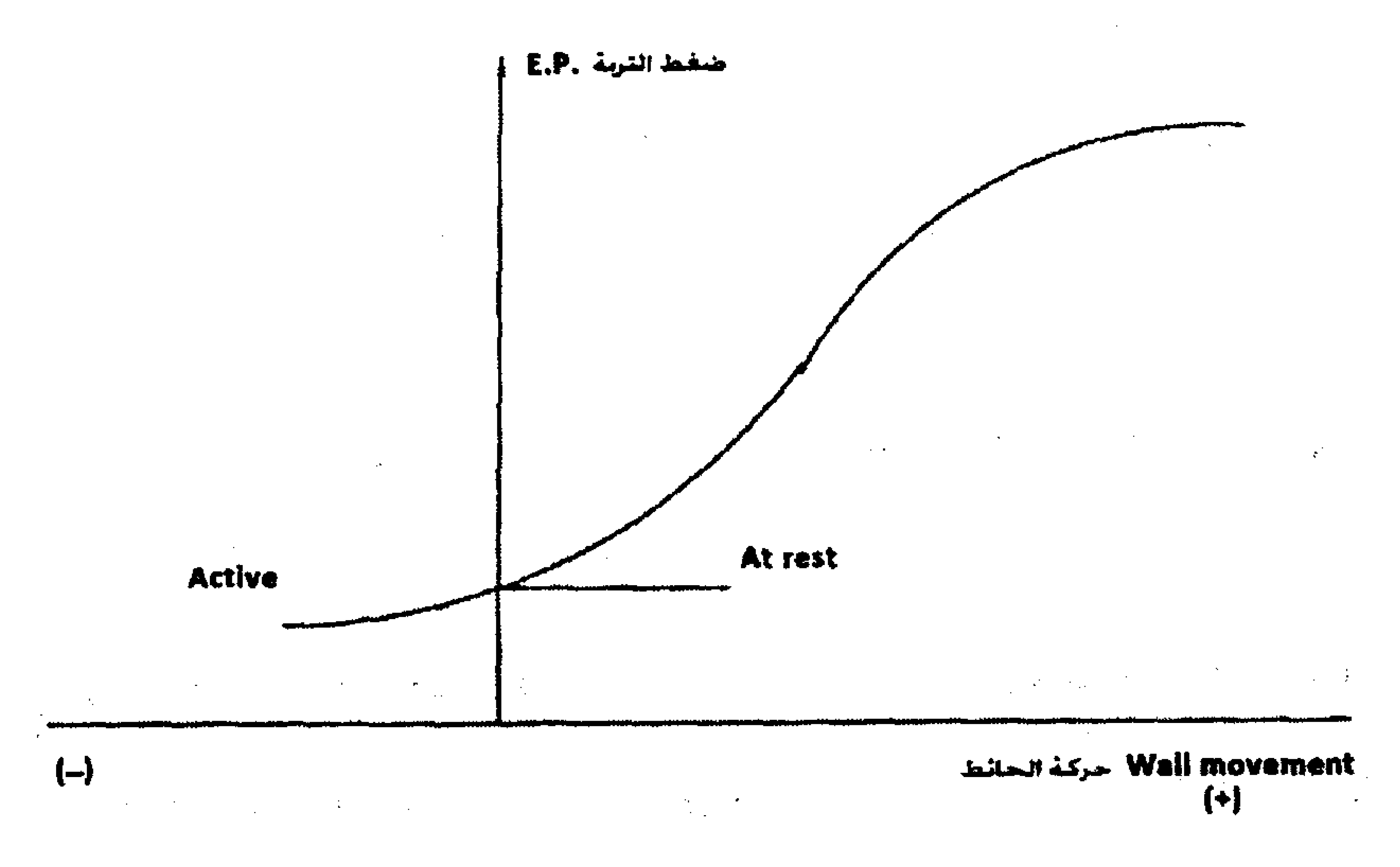
$$\delta_{min} = 30h^{1.5}$$

للتربة الرملية الرطبة wet sand.

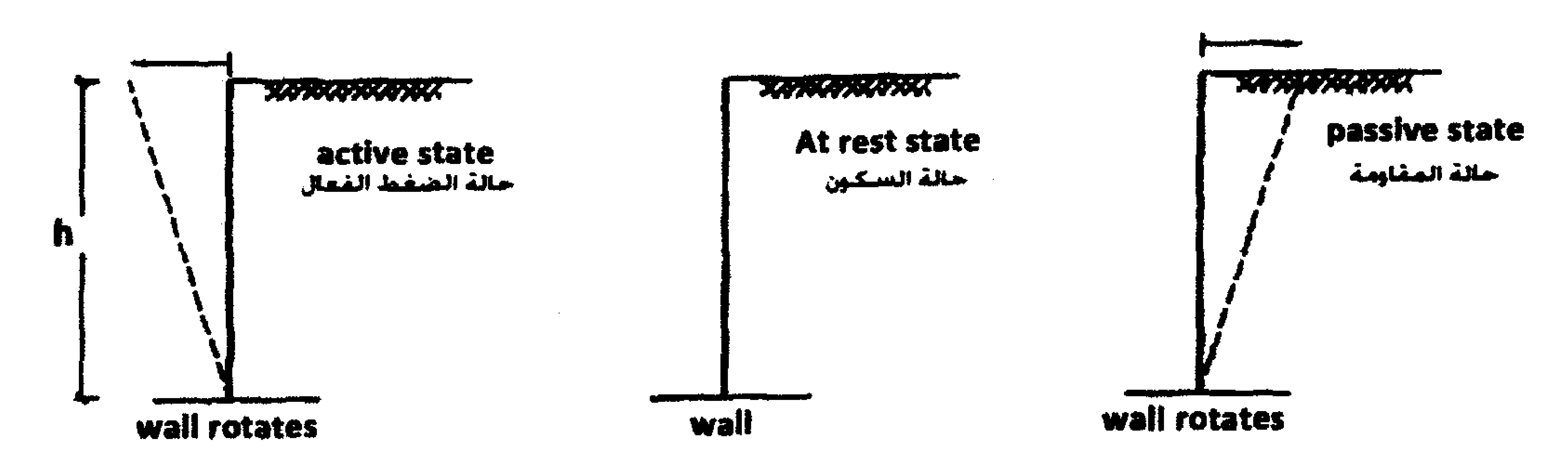
و

$$\delta_{min} = 33h^{2.5}$$

للتربة الرملية المغمورة submerged sand.

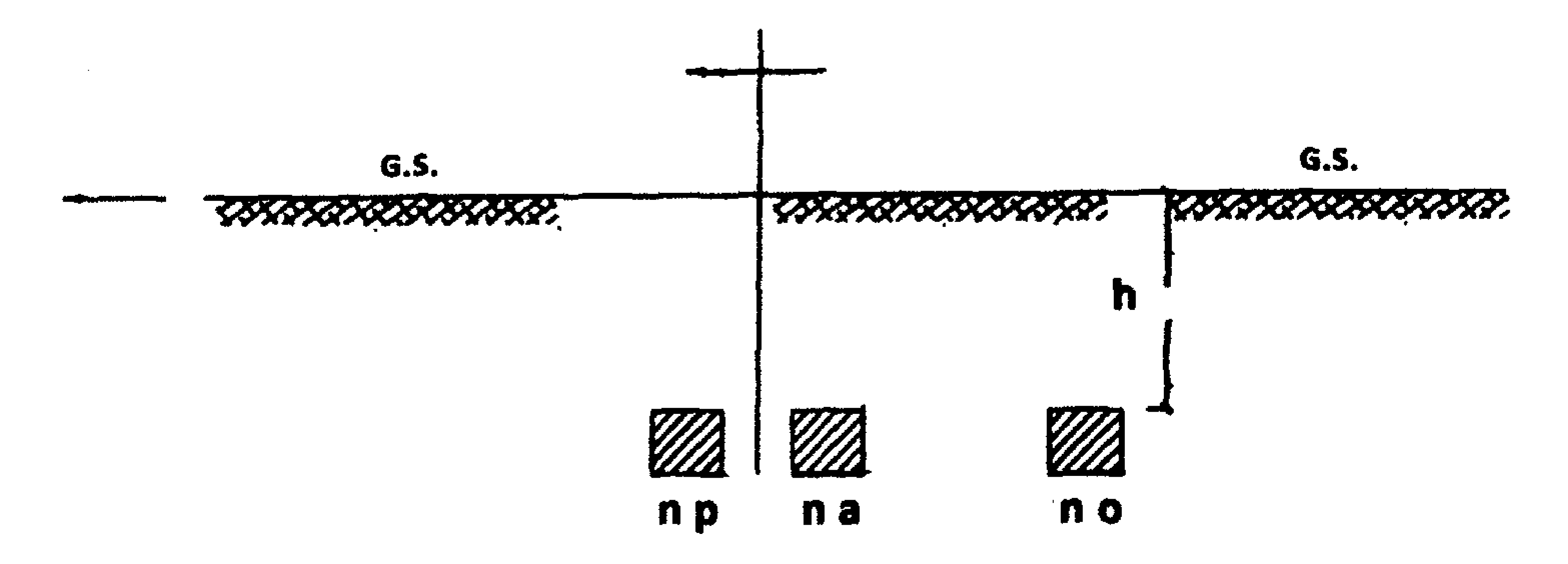


الشكل ٢-٤: العلاقة بين حركة الحائط وضغط التربة



الشكل ٢-٥: حالات الحركة والسكون لعموم الحائط الساند

٤-٢ ضغط التربة (للتربة - ϕ) Earth Pressure for ϕ – soil



الشكل ٢-٦: عينة التربة على عمق h من سطح الأرض

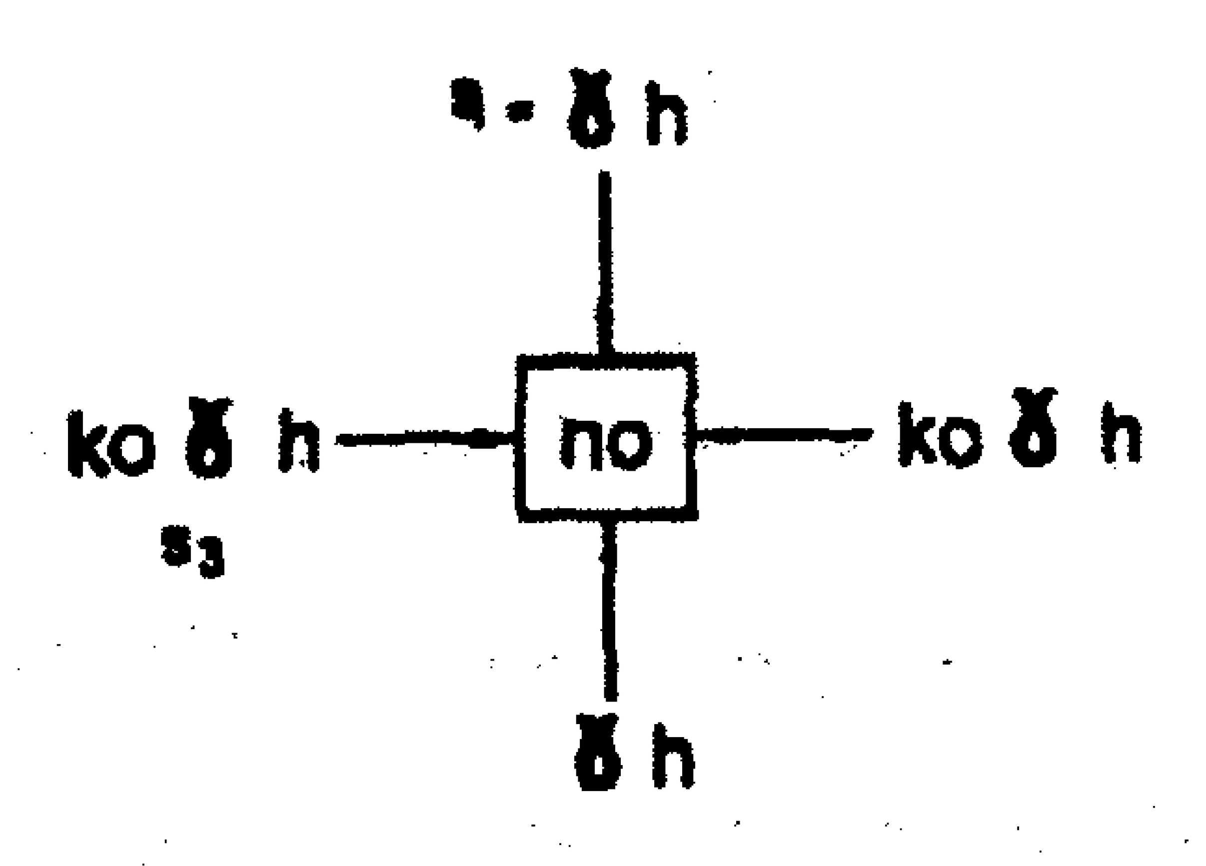
(أ) عند الاتزان

$$\text{الضغط الجانبي} = K_o \gamma h$$

حيث $K_o =$ معامل ضغط التربة عند حالة الاتزان.

$$K_o = 1 - sin\phi$$

$$\therefore \quad K_o < 1 = 0.4 \rightarrow 0.8$$



الشكل ٢-٧: بيان القوى المؤثرة على عنصر التربة أسفل سطح الأرض في حالة الاتزان

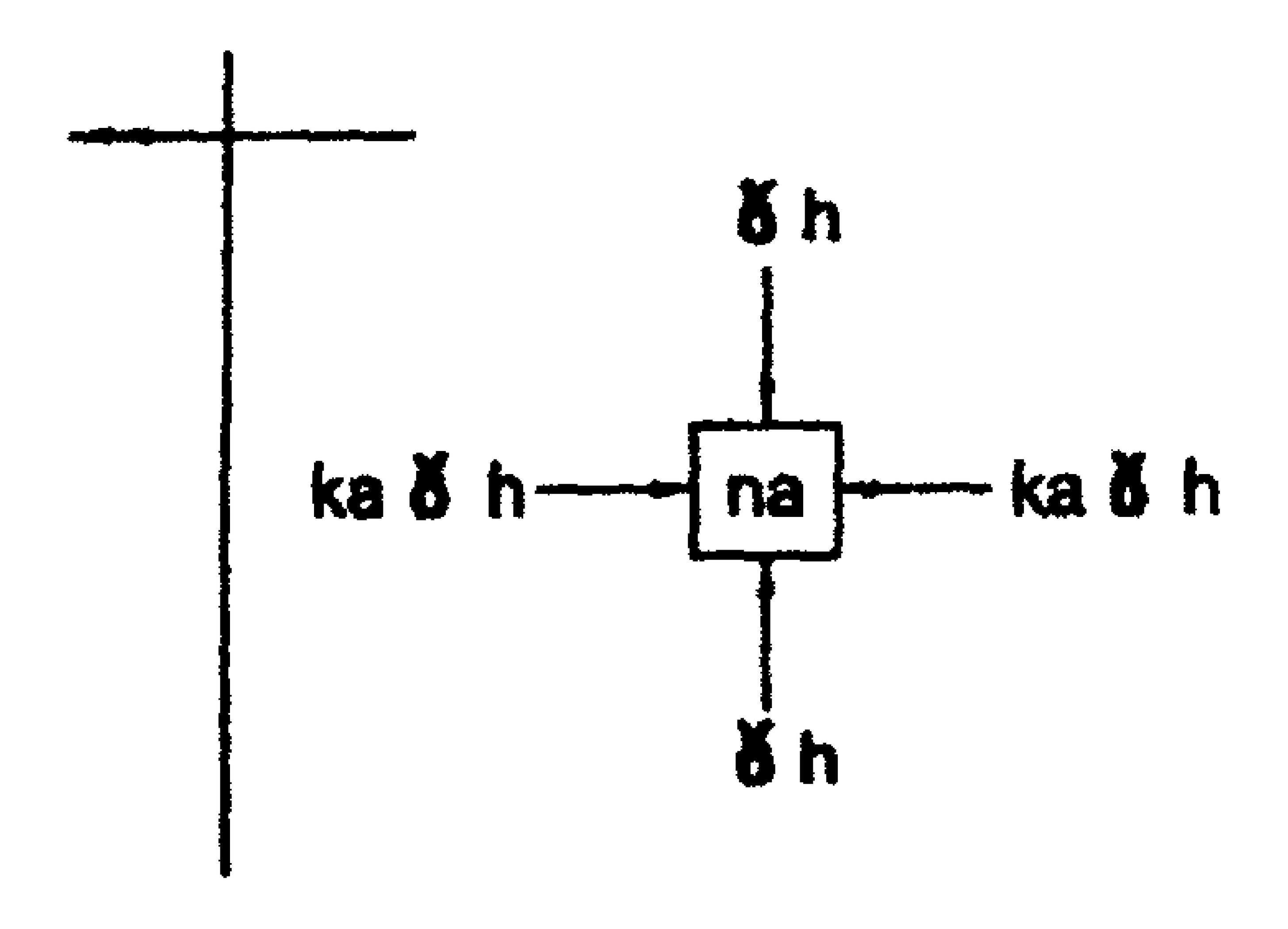
(ب) في حالة التربة الفعالة

عند الحالة الفعالة at active state فإن ضغط التربة الرأسي يظل γh في حين أنه إذا صنعنا حركة إلى اليسار فإن الضغط الأفقي للتربة سوف ينقص حتى يصل إلى القيمة $K_a\gamma h$. وفي اللحظة التي قبل الانهيار مباشرة حيث K_a يكون معامل ضغط التربة في الحالة الفعالة فإن:

$$\therefore \quad K_a < K_o$$

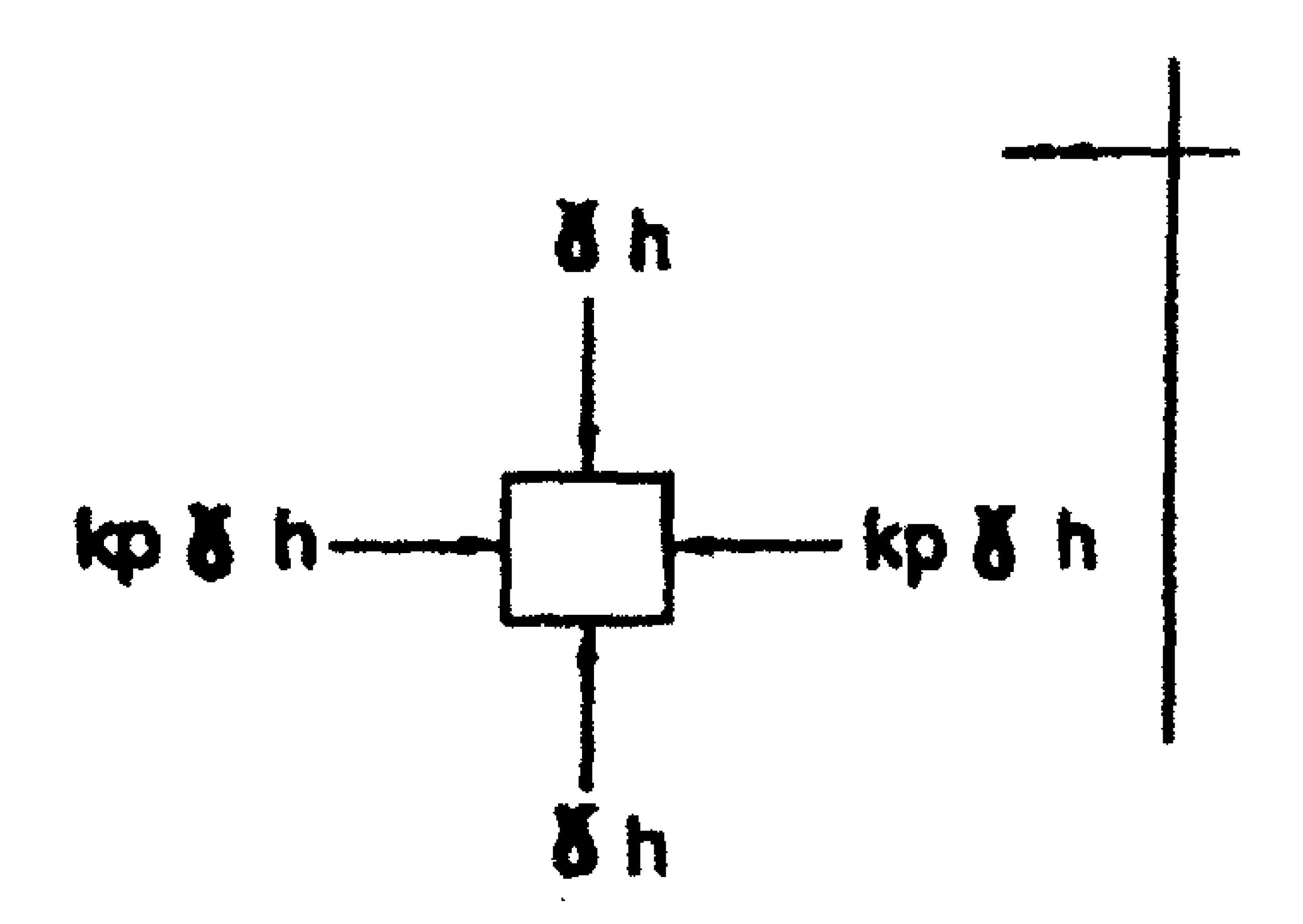
$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

$$0 < K_a < 1 \text{ ، } K_p > 1.0$$



الشكل ٢-٨: بيان القوى المؤثرة على عنصر التربة أسفل سطح الأرض في حالة التربة الفعالة

(ج) في حالة التربة المقاومة

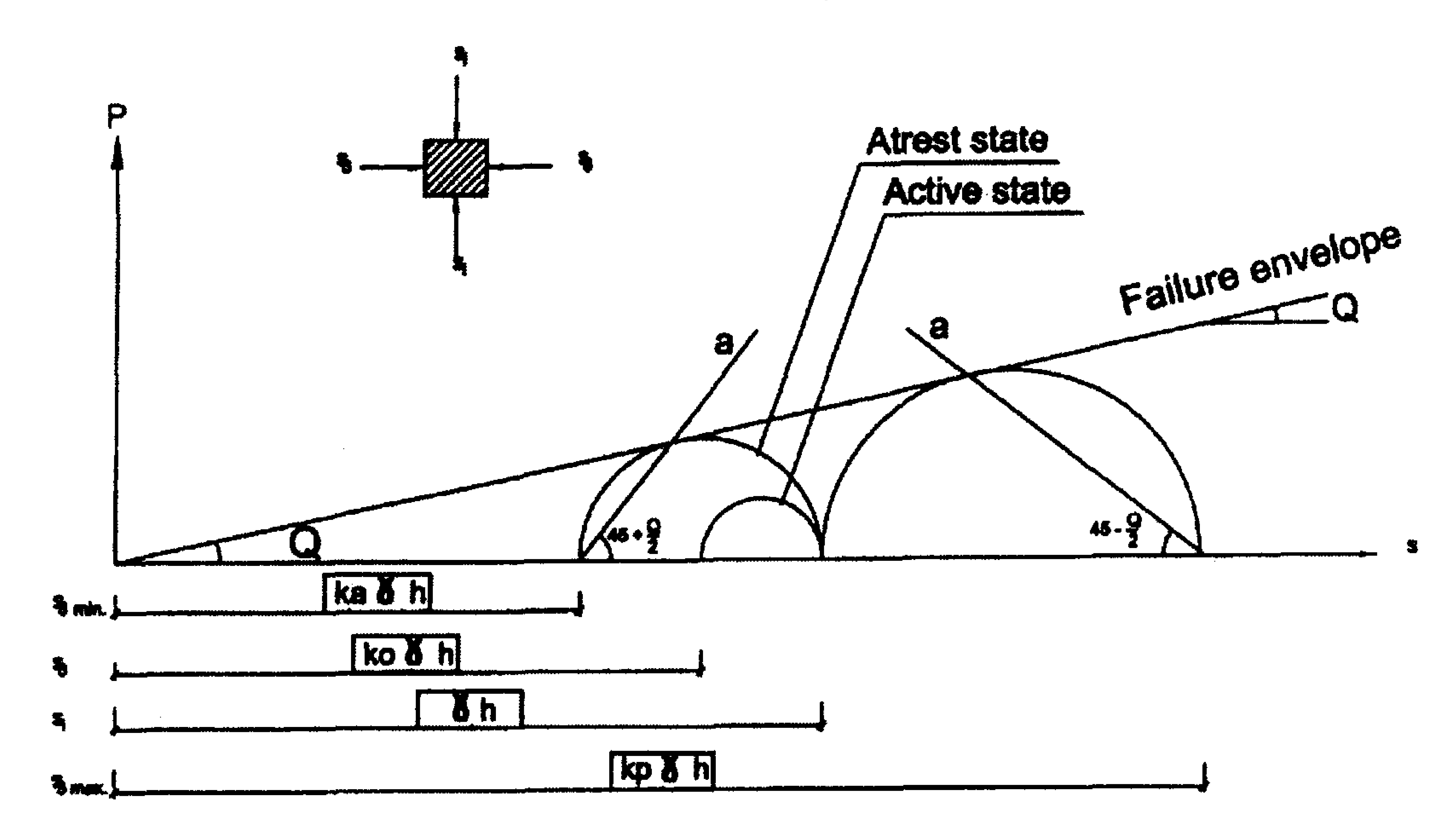


الشكل ٢-٩: بيان القوى المؤثرة على عنصر التربة أسفل سطح الأرض في حالة التربة المقاومة

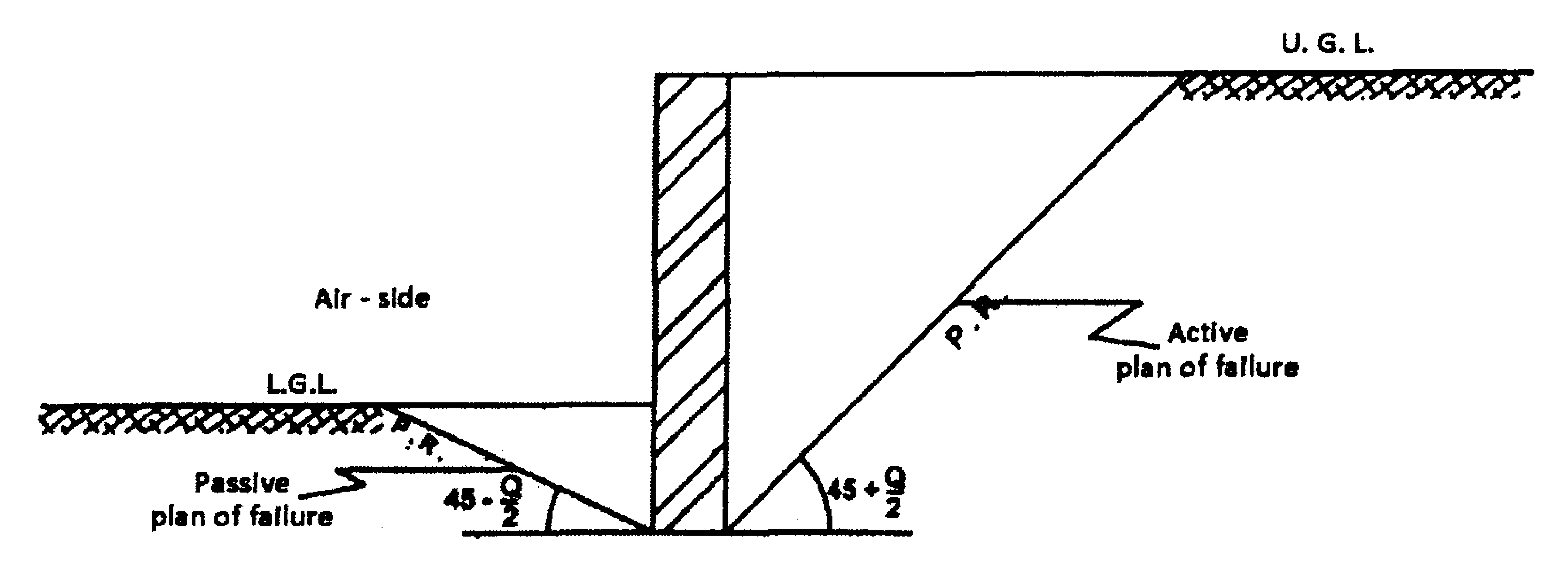
في حالة المقاومة at passive state فإن الضغط الرأسي يظل γh بينما الضغط الأفقي يزداد حتى يصل إلى قيمة $K_p\gamma h$، وفي حالة ما قبل الانهيار مباشرة حيث K_p معامل ضغط التربة في حالة المقاومة يكون:

$$K_p > K_o > K_a$$

$$K_p = \frac{1+sin\phi}{1-sin\phi}$$



الشكل ٢-١٠: مخطط بياني للعلاقة بين نوع ضغط التربة ونوع التربة في الحالات المختلفة



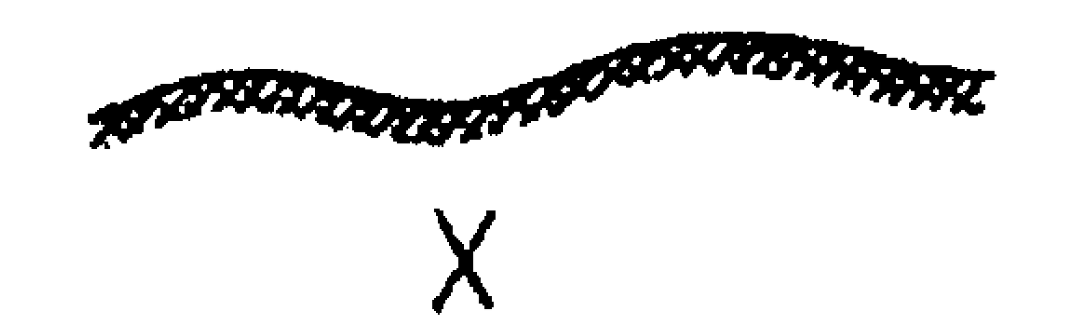
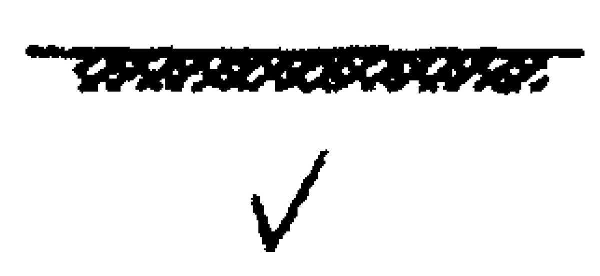
الشكل ٢-١١: العلاقات بين الضغوط الأفقية والرأسية للتربة

٥.٢ نظرية رانكن Rankine's Theory

افتراضات (اشتراطات) رانكن

١. حالة تربة رملية $\phi-$soil.

٢. سطح التربة مستوى يمتد إلى ما لانهائية أسفل مستوى التربة المدروس.

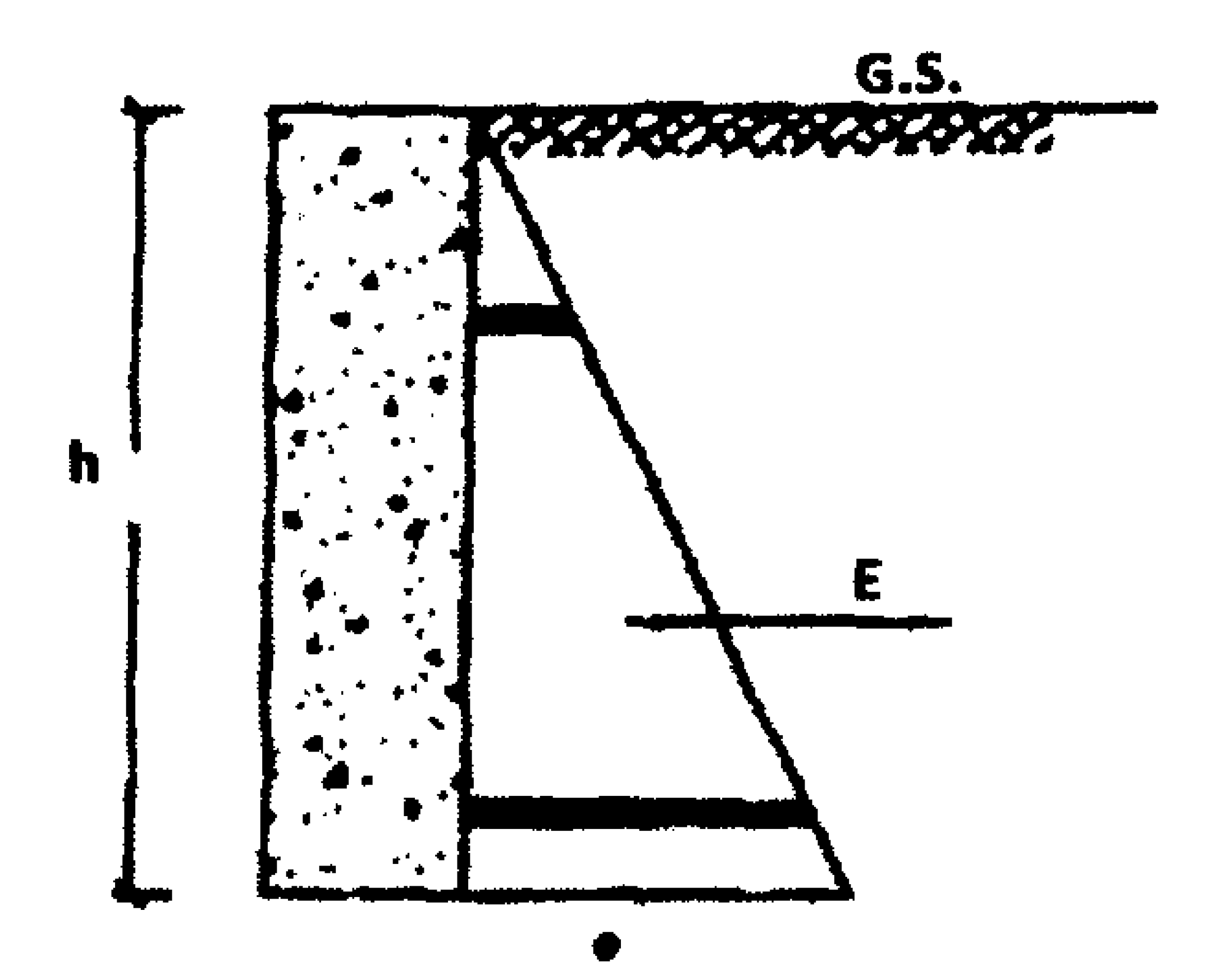

الشكل ٢-١٢: نوع سطح التربة المقبول في نظرية رانكن

٣. خلفية الحائط ناعمة ورأسية ($C_w = 0$ ، $\phi^\backslash = 0$).

٤. حركة الحائط تكون كافية لكي ينشأ كل من الضغط الفعال والضغط المقاومة.

٥. لا يوجد انزلاق للتربة على طول الحائط أثناء الحركة:

- لسطح تربة أفقي:

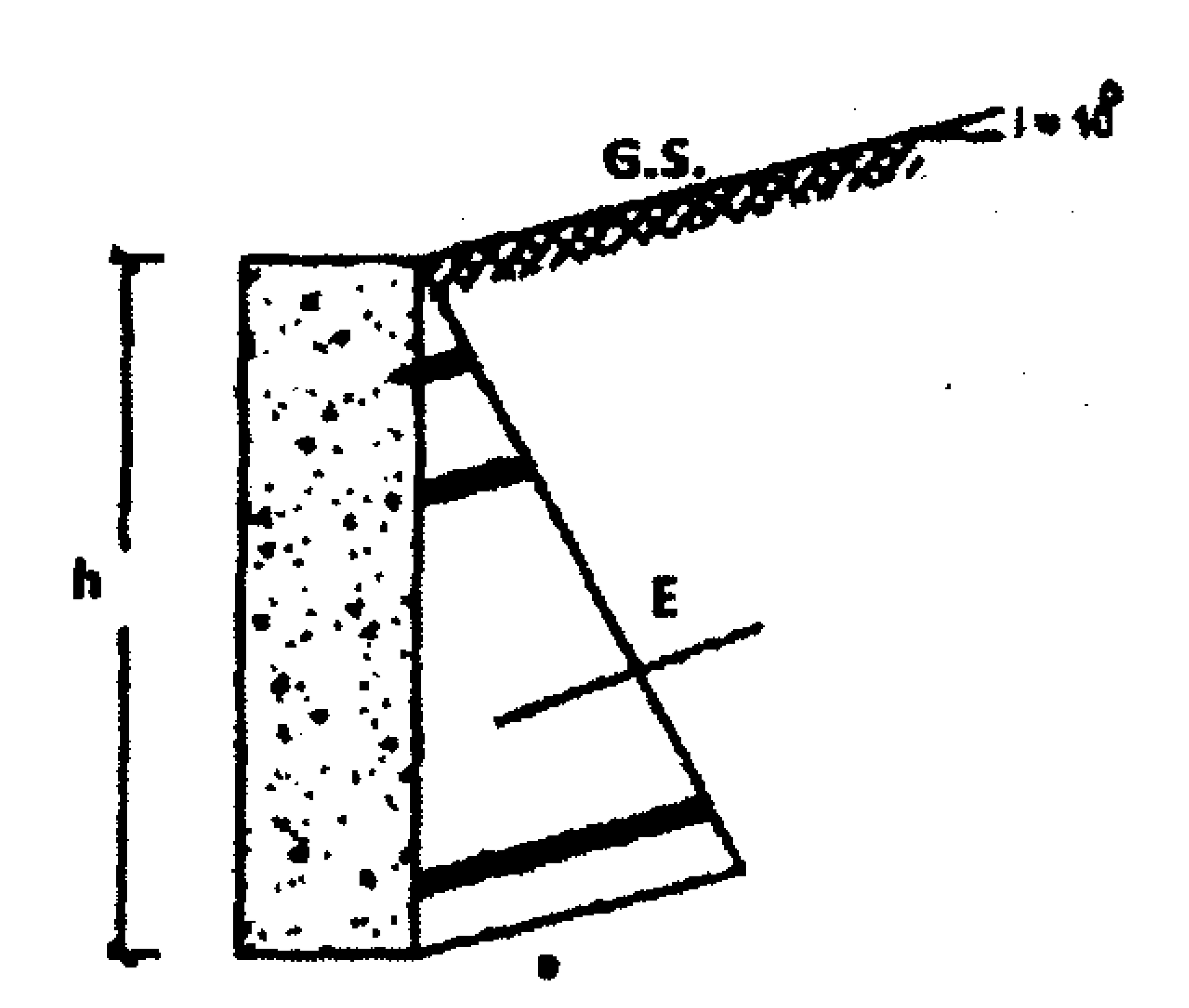


الشكل ٢-١٣: توزيع ضغط التربة لحالة حائط ساند لتربة ذات سطح أفقي

$$K_a = \frac{1 - sin\phi}{1 + sin\phi}$$

$$K_p = \frac{1 + sin\phi}{1 - sin\phi} = \frac{1}{K_a}$$

- لسطح تربة مائل:



الشكل ٢-١٤: ضغط التربة ذات السطح المائل على الحائط الساند

$$K_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^{2\phi}}}$$

$$K_p = \left(\frac{K_a}{\cos i} \right)^{-1} \cos i$$

إن ضغط التربة يكون مائلاً دائمًا على اتجاه سطح التربة:

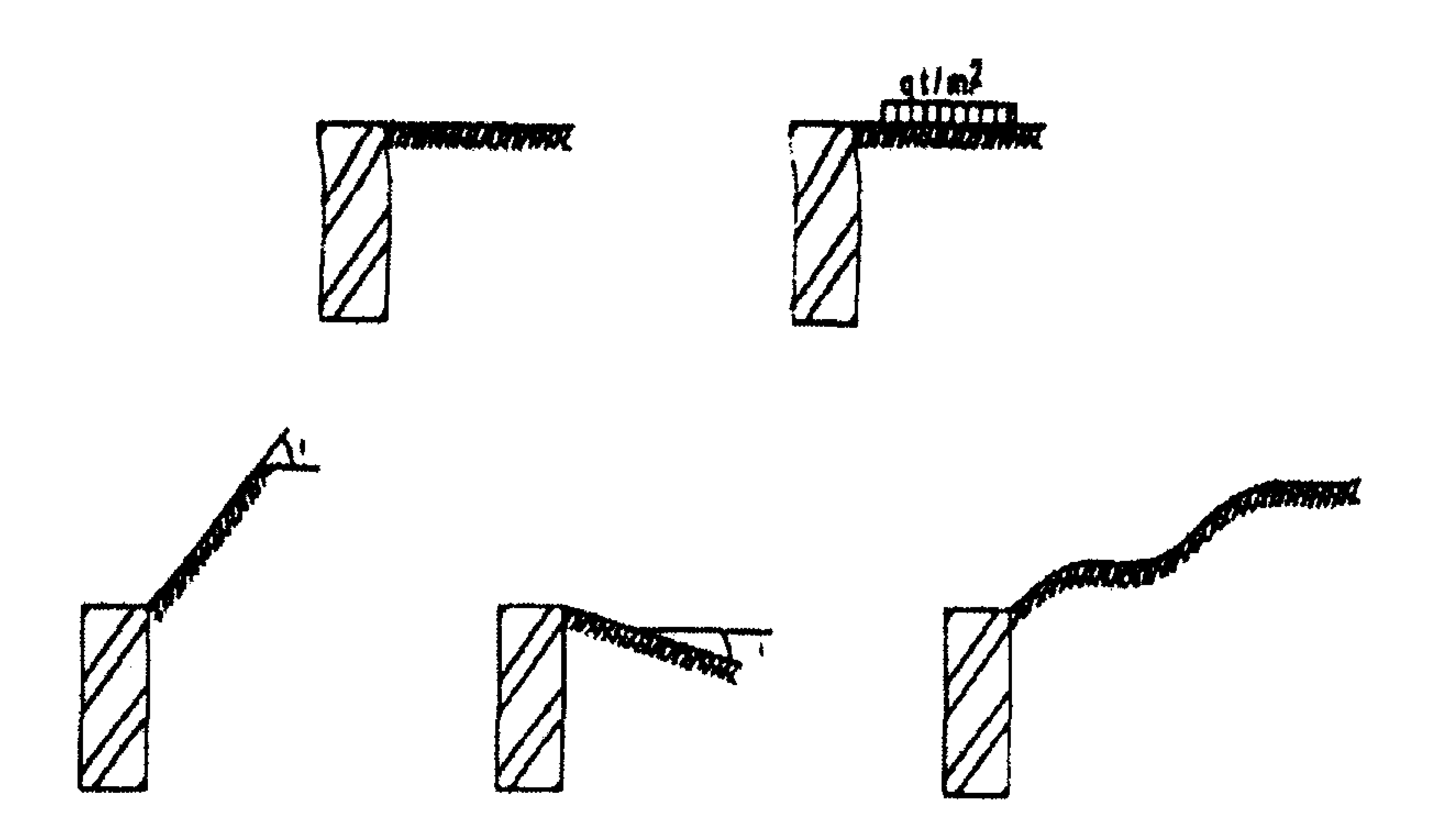
١. لحائط خشن.

٢. لسطح تربة منتظم.

٣. لحمل على سطح غير منتظم.

٤. في حالة ميل سطح التربة لأسفل.

٥. في حالة تربة إلى أعلى ولكن $i > \phi$.



الشكل ٢-١٥: حالات مختلفة لسطح التربة المسنود على الحائط الساند

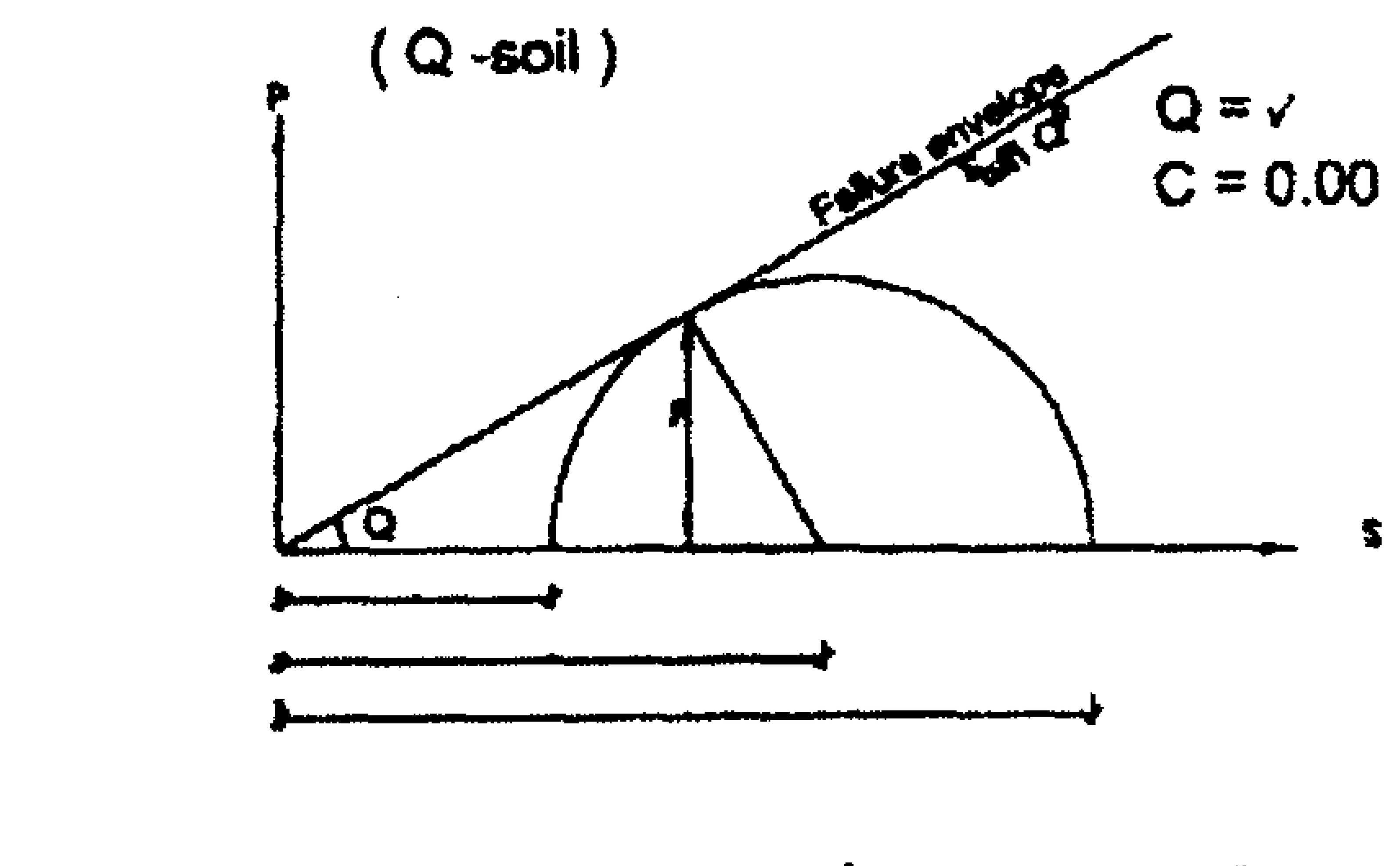
إن الإجهاد عند أي نقطة داخل كتلة التربة يمكن أن يكون كالتالي:

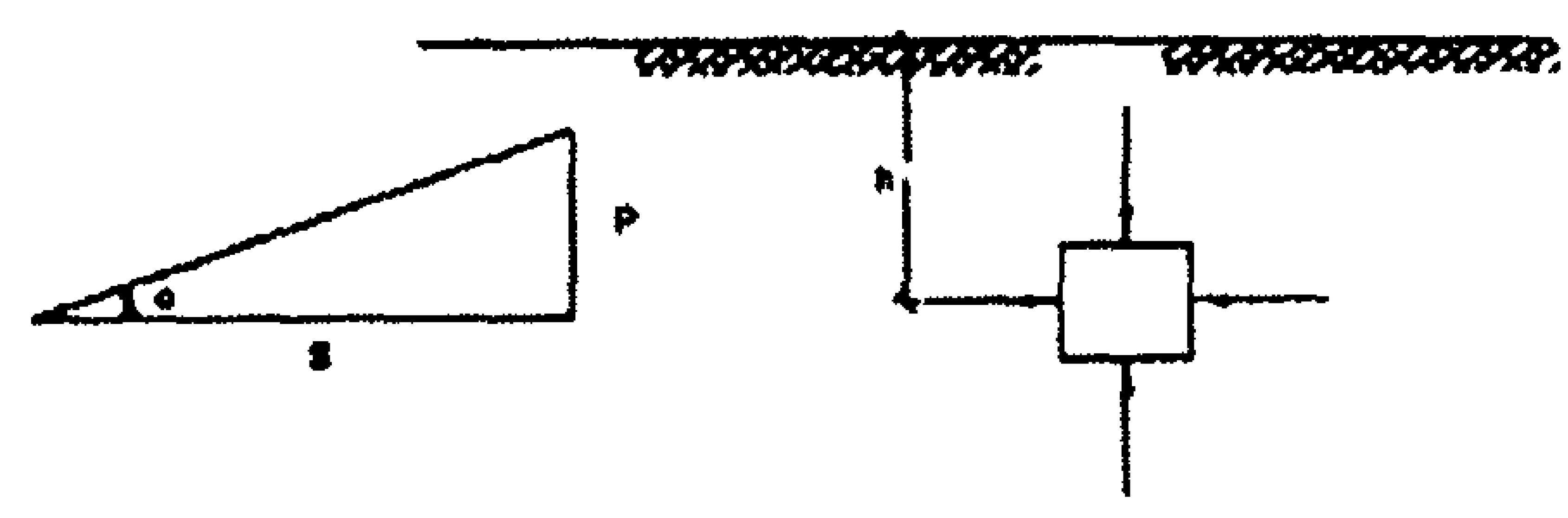
- الإجهادات الرئيسية الرأسية = σ_1
- وزن عمود التربة $\sigma_1 = \gamma h$
- الإجهادات العرضية σ_3 (تعتمد على σ_1) = $K\sigma_1$

(أ) في حالة الاتزان

$$\sigma_1 = \gamma h$$

$$\sigma_3 = e_o = K_o \sigma_1 = K_o \gamma h$$





الشكل ٢-١٦: أنواع الضغط عند أي نقطة داخل كتلة التربة

(ب) في حالة التربة الفعالة

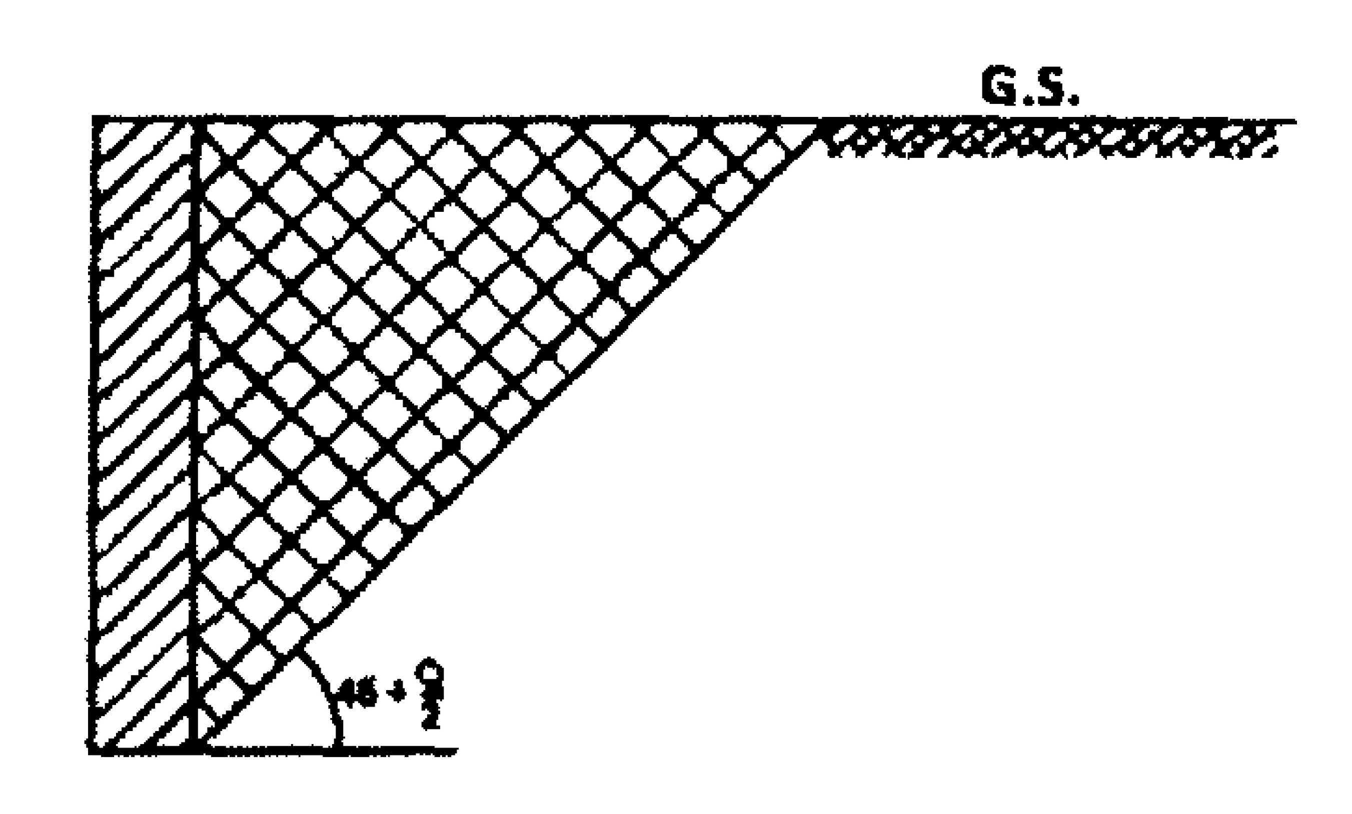
$$\sigma_1 = \gamma h$$
$$\sigma_3 = e_a = K_a \sigma_1 = K_a \gamma h$$

(ج) في حالة التربة المقاومة

$$\sigma_1 = \gamma h$$
$$\sigma_3 = e_p = K_p \sigma_1 = K_p \gamma h$$

٦-٢ شكل (نموذج) القص **Shear Pattern**

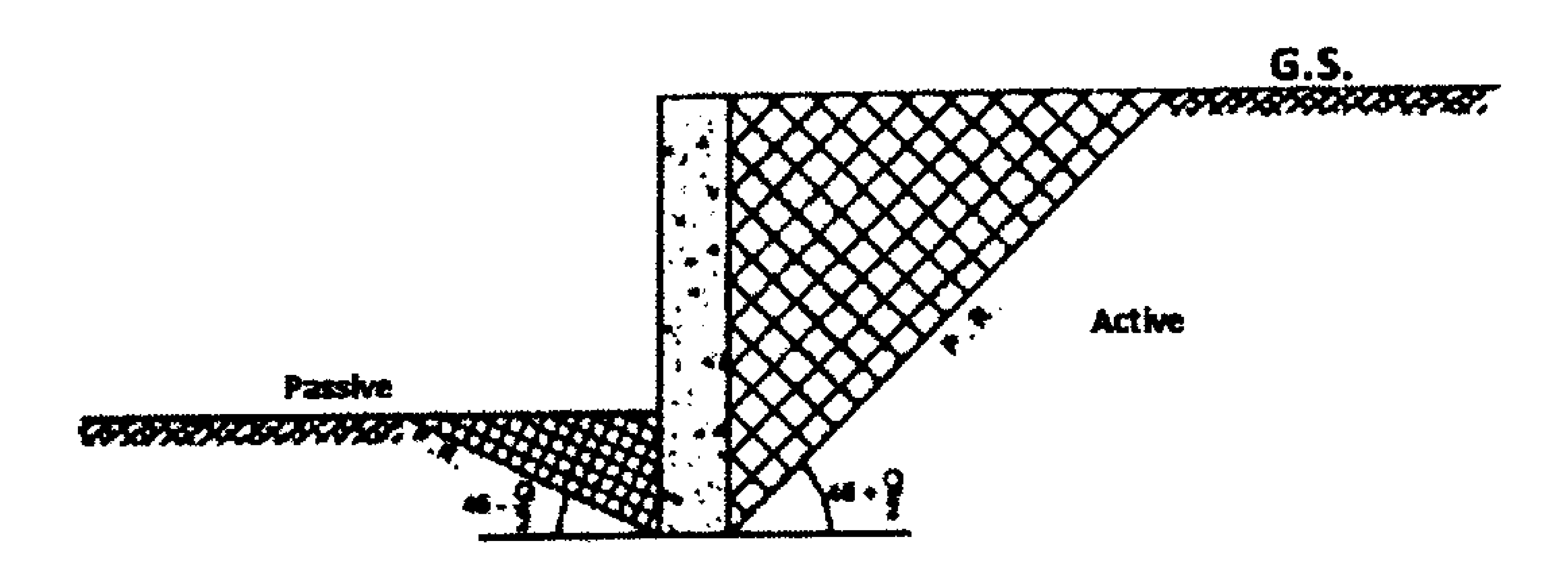
إن التربة داخل شريحة الانهيار في حالة انهيار القص على طول المستوى يصنع زاوية $= 45 + \phi/2$ مع المستوى الأفقي.



الشكل ٢-١٧: نموذج القص لتربة ذات سطح أفقي وحائط ذو سطح أملس

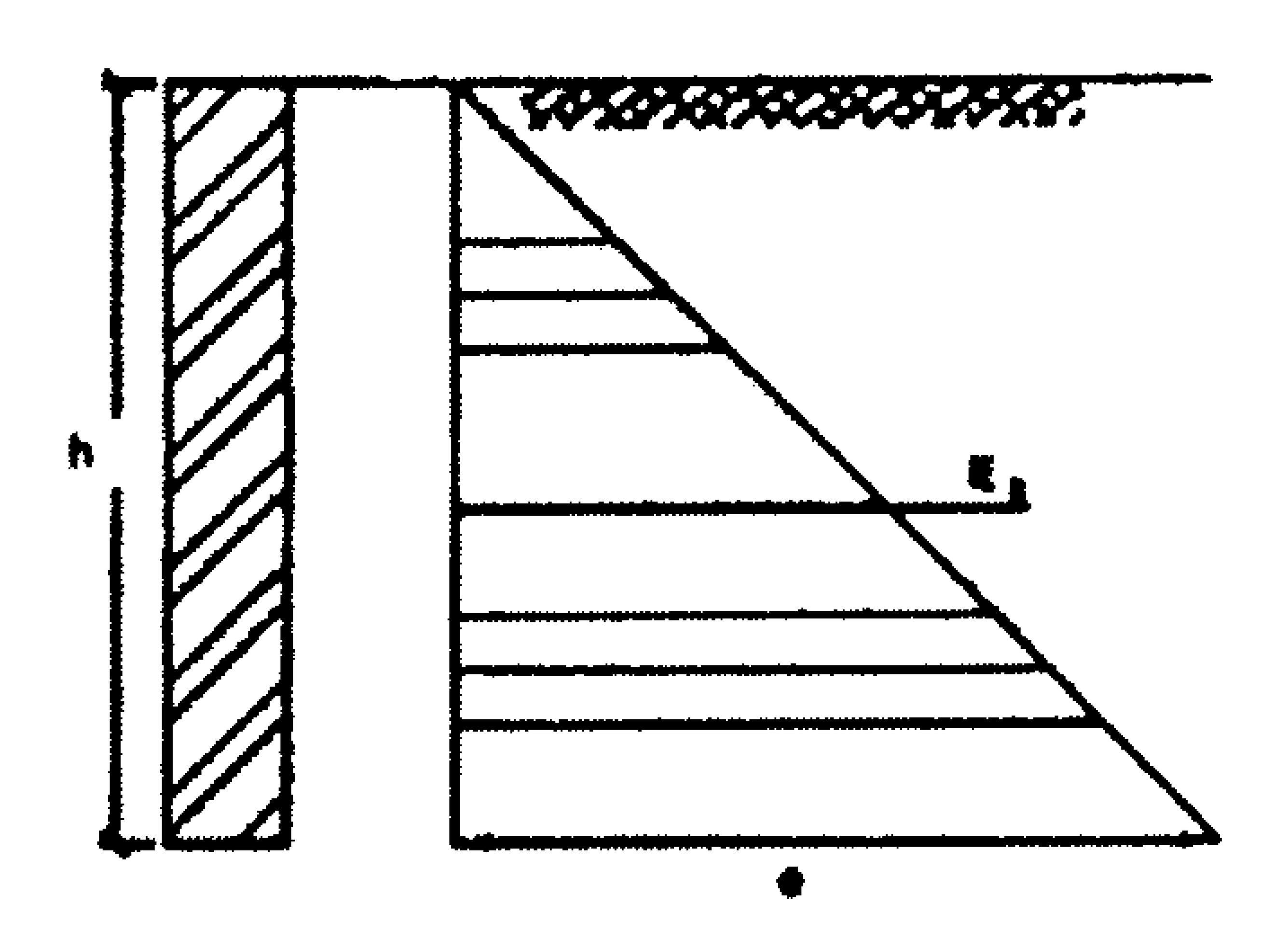
نموذج القص في حالة ضغط تربة فعالة وضغط تربة مقاوم

- التربة لا تتأثر بحركة الحائط.
- التربة داخل شريحة الانهيار في حالة انهيار قص.



الشكل ٢-١٨: توضيح للحالة السابقة (نموذج القص)

توزيع ضغط التربة



الشكل ٢-١٩: توزيع ضغط التربة

- إن ضغط التربة يكون موازي خطيًا (خط مستقيم) مع العمق.
- إن توزيع ضغط التربة يكون أفقيًا مع سطح الأرض.
- إن قوة ضغط التربة E :

$$E = \frac{1}{2} e h$$

- إن ميل خط توزيع ضغط التربة $= \gamma K$:

$$e = K \gamma h$$

ملاحظة

إن ضغط التربة يتم حسابه عند:

- سطح الأرض.

- نهاية الحائط.
- عند وجود أي تغيير في حالة التربة.
- عند أي تغيير في ميل الحائط.

٧-٢ التطبيق على نظرية رانكن Application on Rankine's Theory

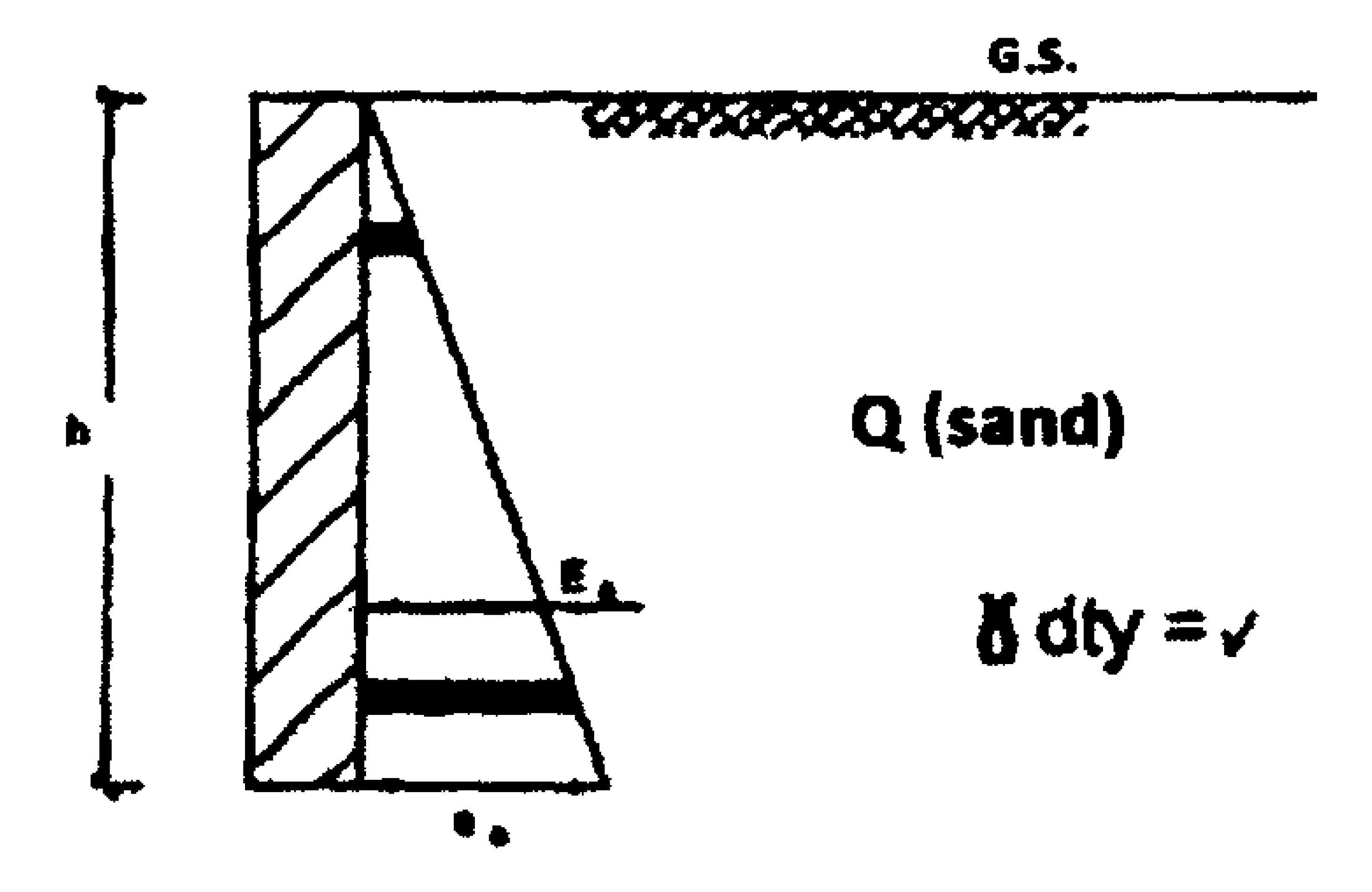
١-٧-٢ حائط رأسي وسطح تربة أفقي Vertical Wall & Horizontal G.S

(أ) حالة تربة رملية جافة

$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$$

$$e_a = \gamma h K_a = \text{** t/m}^2$$

$$E_a = \tfrac{1}{2} e_a h = \text{** t/m}^{١}$$



الشكل ٢-٢٠: شكل توزيع ضغط التربة

$$e_a = (q + \gamma h) K_a$$

$$e_{a1} = q K_a = \text{** t/mh}^2$$

$$e_{a2} = (q + \gamma h) K_a = \text{** t/m}^2$$

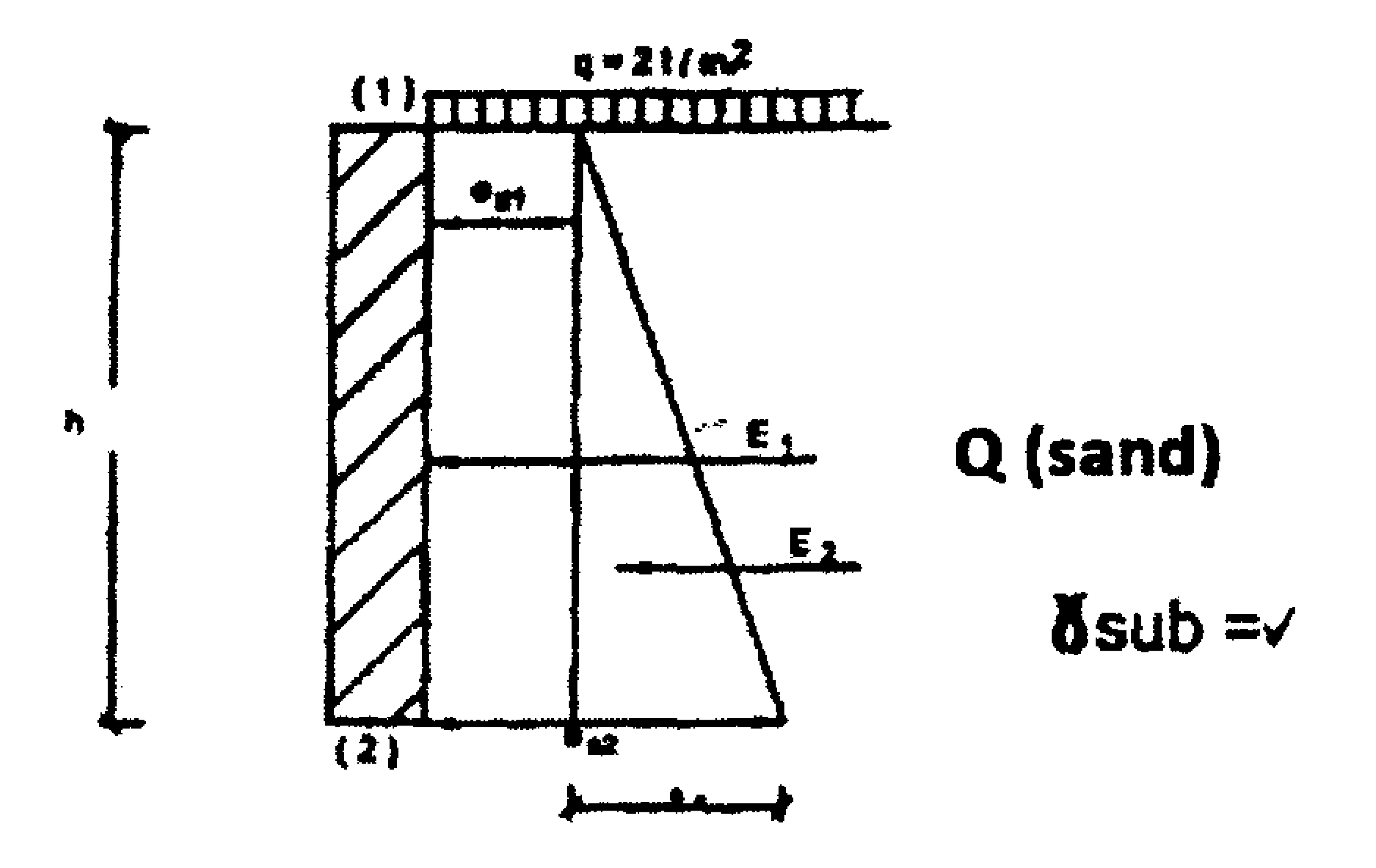
$$\therefore \; E_1 = e_{a1} h = \text{** t/m}^{١},$$

$$E \; = \tfrac{1}{2} e_x h = \text{** t/m}^{١}$$

حيث

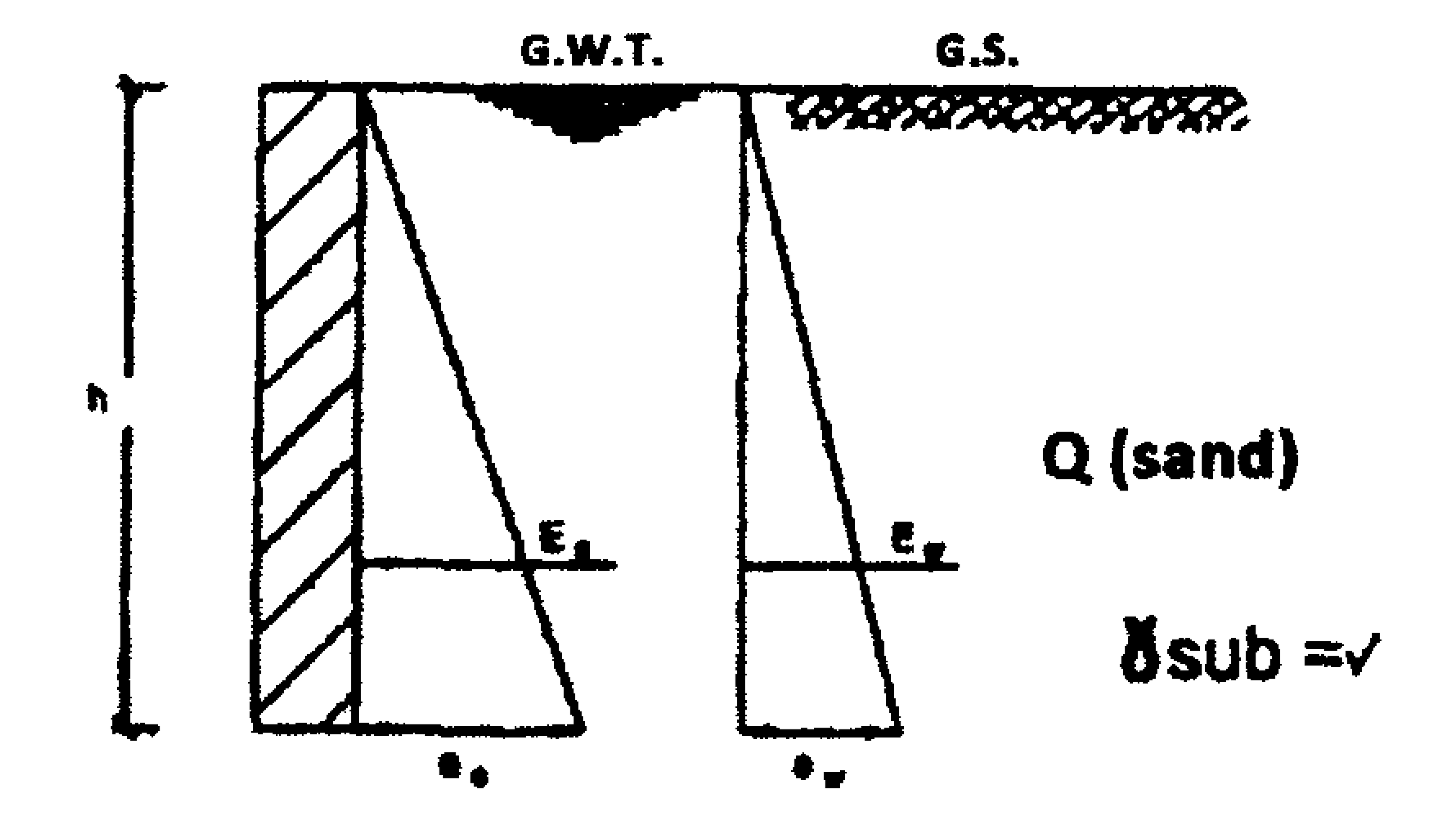
$$e_x = e_{a2} - e_{a1} = \gamma h K_a$$

ضغط التربة عند أي عمق يساوي الضغوط الرأسية المؤثرة أعلى هذا العمق مضروبًا في معامل ضغط التربة.



الشكل ٢-٢١: توزيع ضغط التربة

(ب) حالة وجود مستوى مياه جوفية



الشكل ٢-٢٢: توزيع ضغط التربة والمياه

$$e_a = \gamma h K_a = \gamma_{sub} h K_a = \text{**}\ \text{t/mh}^2$$

$$e_w = \gamma_w h_w = \text{**}\ \text{t/m}^2$$

$$\therefore\ \ E_a = \tfrac{1}{2} e_a h = \text{**}\ \text{t/m}^{\backslash},$$

$$E_w = \tfrac{1}{2} e_w h = \text{**}\ \text{t/m}^{\backslash}$$

$$e_a = \gamma h K_a$$

$$e_{a1} = \gamma_d (0.0) K_a = 0.0\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a2} = \gamma_d h_1 K_a = \text{**}\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a3} = (\gamma_d h_1 + \gamma_{sub} h_2) K_a = \text{**}\ \text{t/m}^2$$

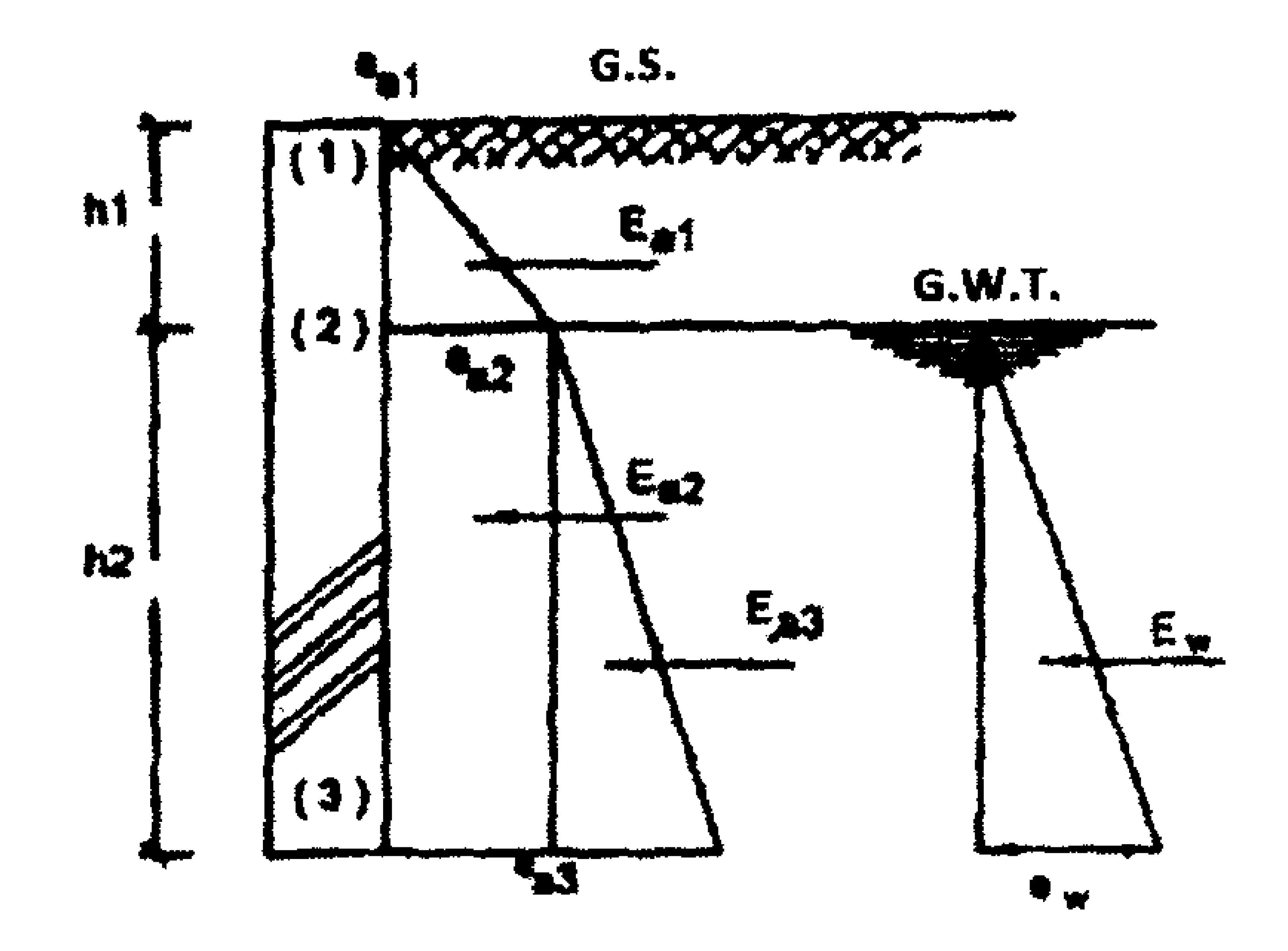
$$e_w = \gamma_w h_w = \gamma_w h_2 = \text{**}\ \text{t/m}^2$$

$$\therefore\ \ E_{a1} = \tfrac{1}{2} e_{a2} h_1 = \text{**}\ \text{t/m}^{\backslash},$$

$$E_{a2} = e_{a2} h_2 = \text{**}\ \text{t/m}^{\backslash},$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2}(e_{a3} - e_{a2})h_2 = ** \text{ t/m}^{\backslash},$$

$$E_w = \frac{1}{2}e_w h_2 = ** \text{ t/m}^{\backslash}$$



الشكل ٢-٢٣: توزيع ضغط التربة والمياه الجوفية

(ج) حالة تربة ذات طبقات

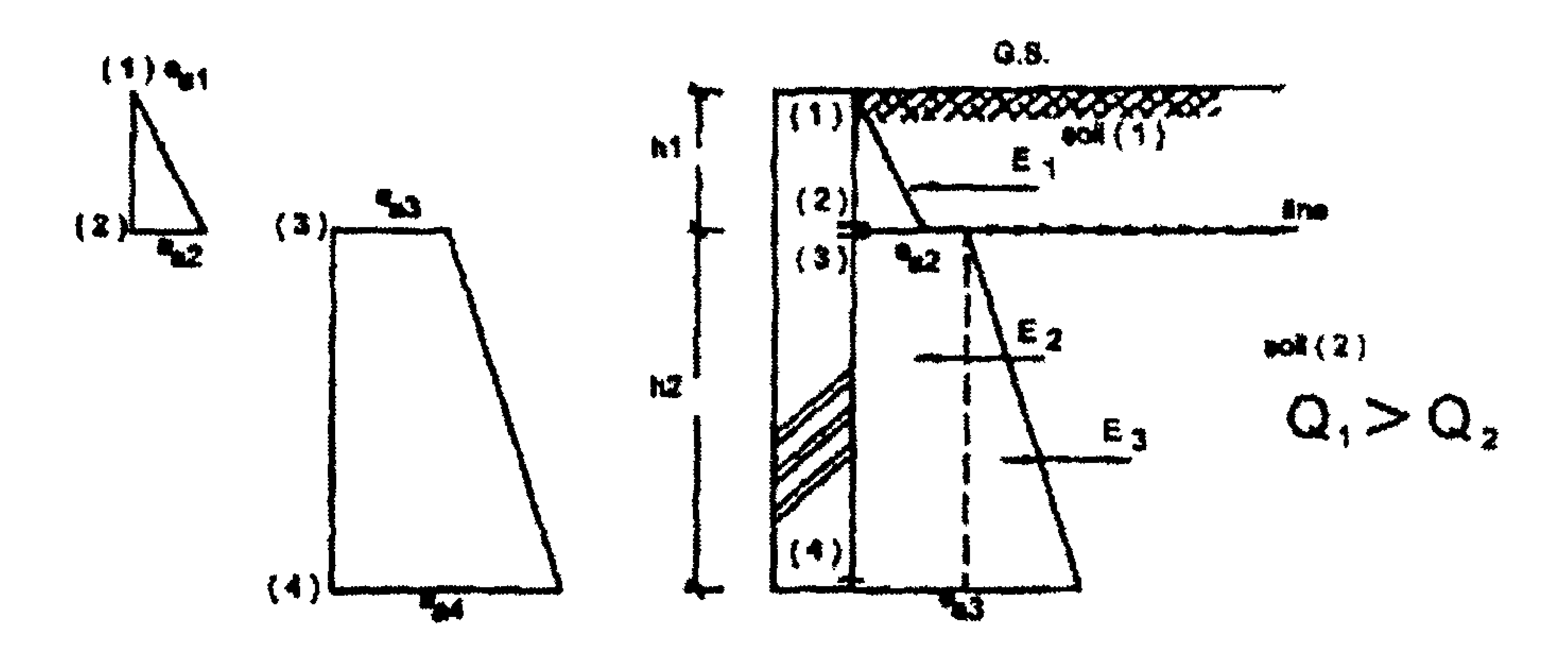
$$e_a = \gamma h K_a$$

$$e_{a1} = \gamma_1 (0.0) K_{aI} = 0.0 \text{ t/m}^2$$

$$e_{a2} = \gamma_1 h_1 K_{aI} = * \text{ t/m}^2$$

$$e_{a3} = \gamma_1 h_1 K_{aII} = ** \text{ t/m}^2$$

$$e_{a4} = (\gamma_I h_1 + \gamma_{II} h_2) K_{aII} = ** \text{ t/m}^2$$



الشكل ٢-٢٤: توزيع الضغوط على الحائط

ملاحظة

دائمًا احسب e قبل وبعد الخطوط بين طبقات التربة. وارسم شكل ضغط التربة موازيًا لسطح الأرض عند الطبقة الأولى وموازيًا للخط بين الطبقتين.

٢ـ٧ـ٢ حالة حائط رأسي وسطح أرضي مائل Vertical Wall & Sloping G.S

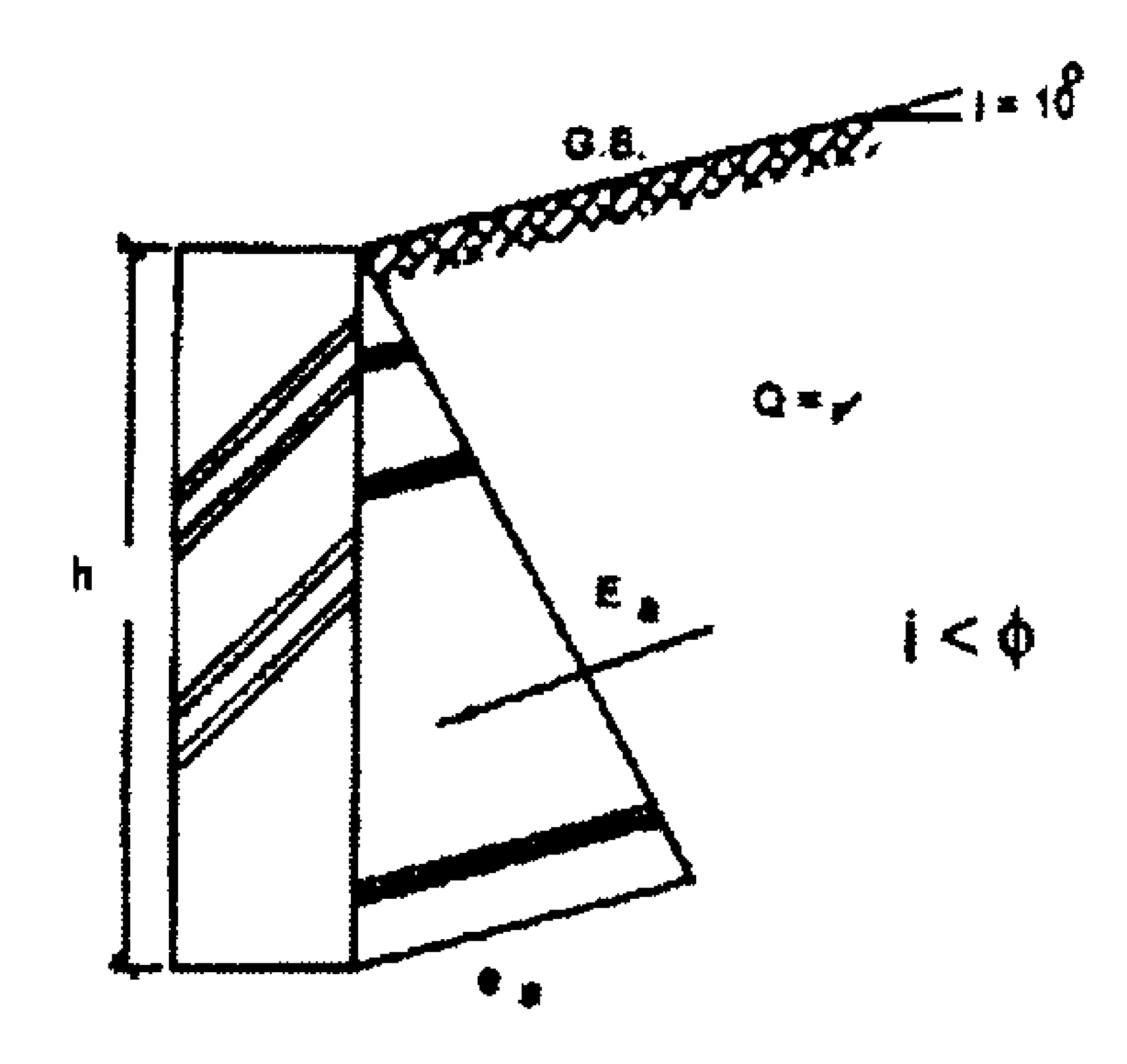
(أ) حالة تربة رملية جافة

$$e_a = \gamma h K_a$$

$$E_a = \tfrac{1}{2} e_a h$$

$$K_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos \phi}}$$

$$K_p = \cos i \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$



الشكل ٢-٢٥: توزيع الضغط في حالة تربة ذات سطح مائل

(ب) حالة وجود مستوى مياه جوفية

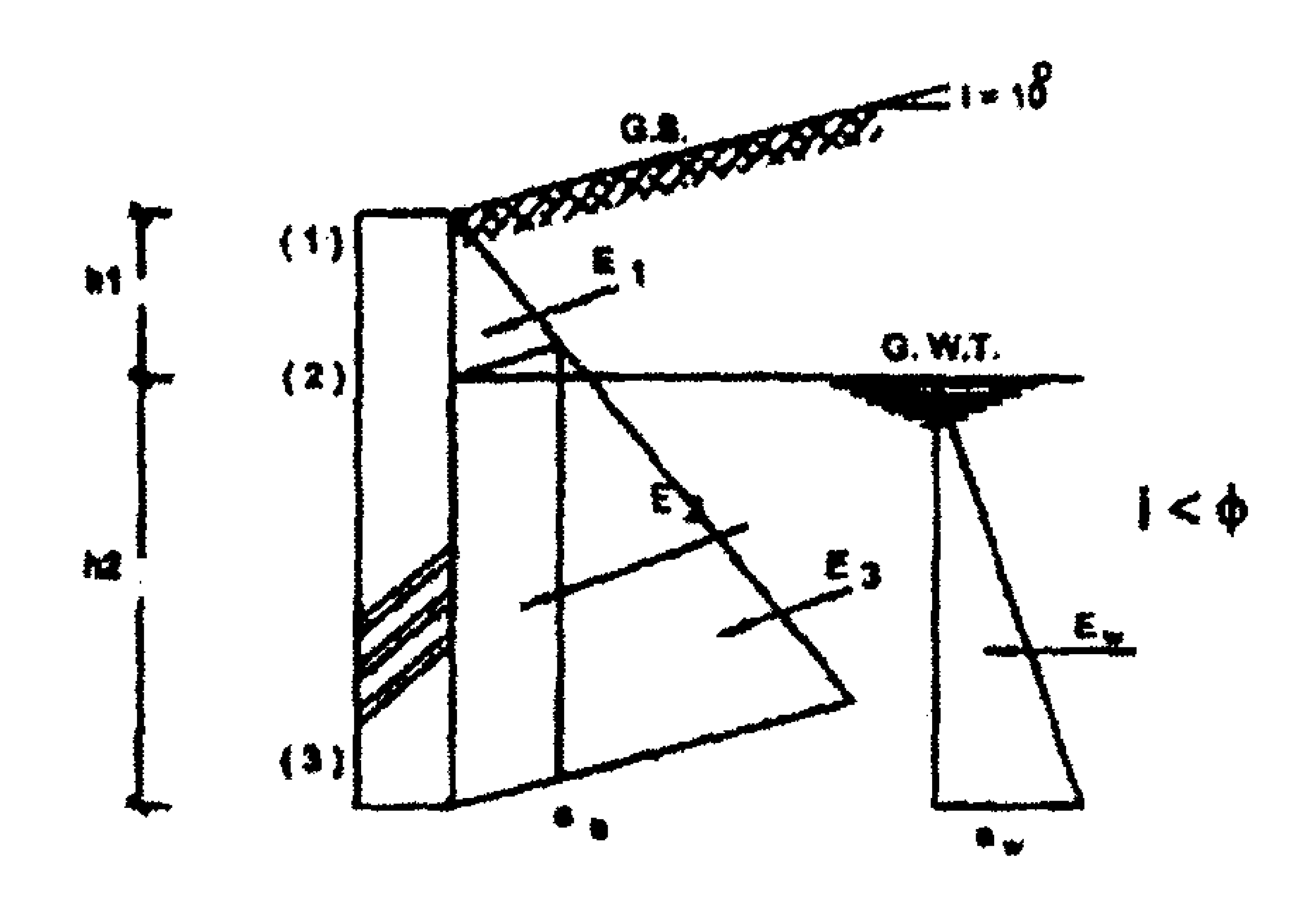
$$e_a = \gamma h K_a$$

$$e_1 = \gamma_d (0.0) K_a = 0.0 \text{ t/m}^2$$

$$e_2 = \gamma_d h_1 K_a = ** \text{ t/m}^2$$

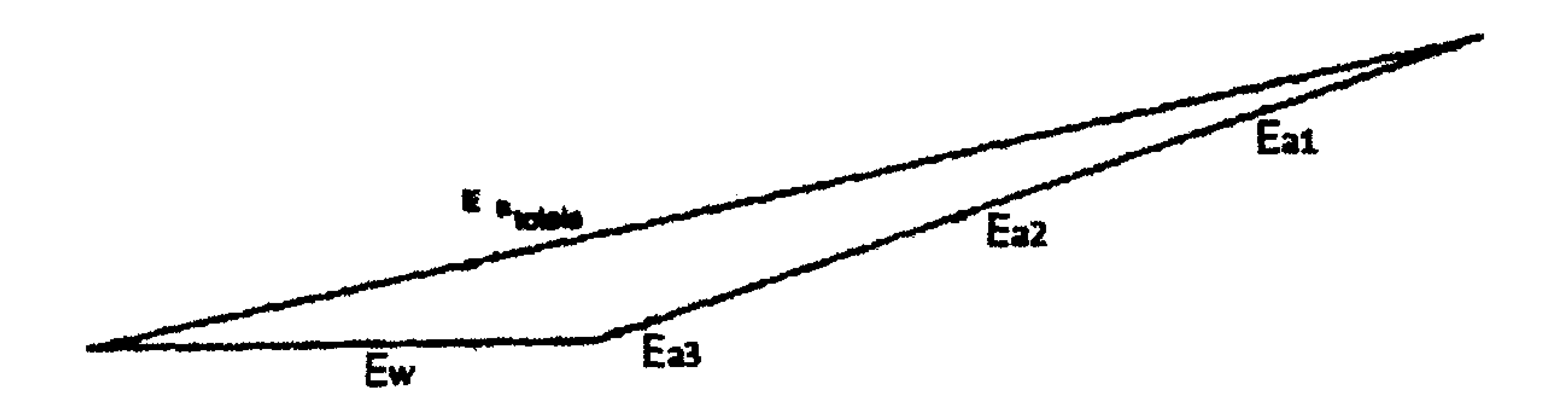
$$e_3 = (\gamma_d h_1 + \gamma_{sub} h_2) K_a = ** \text{ t/m}^2$$

$$e_w = \gamma_w h_2 = ** \text{ t/m}^2$$



الشكل ٢-٣٦: توزيع الضغوط

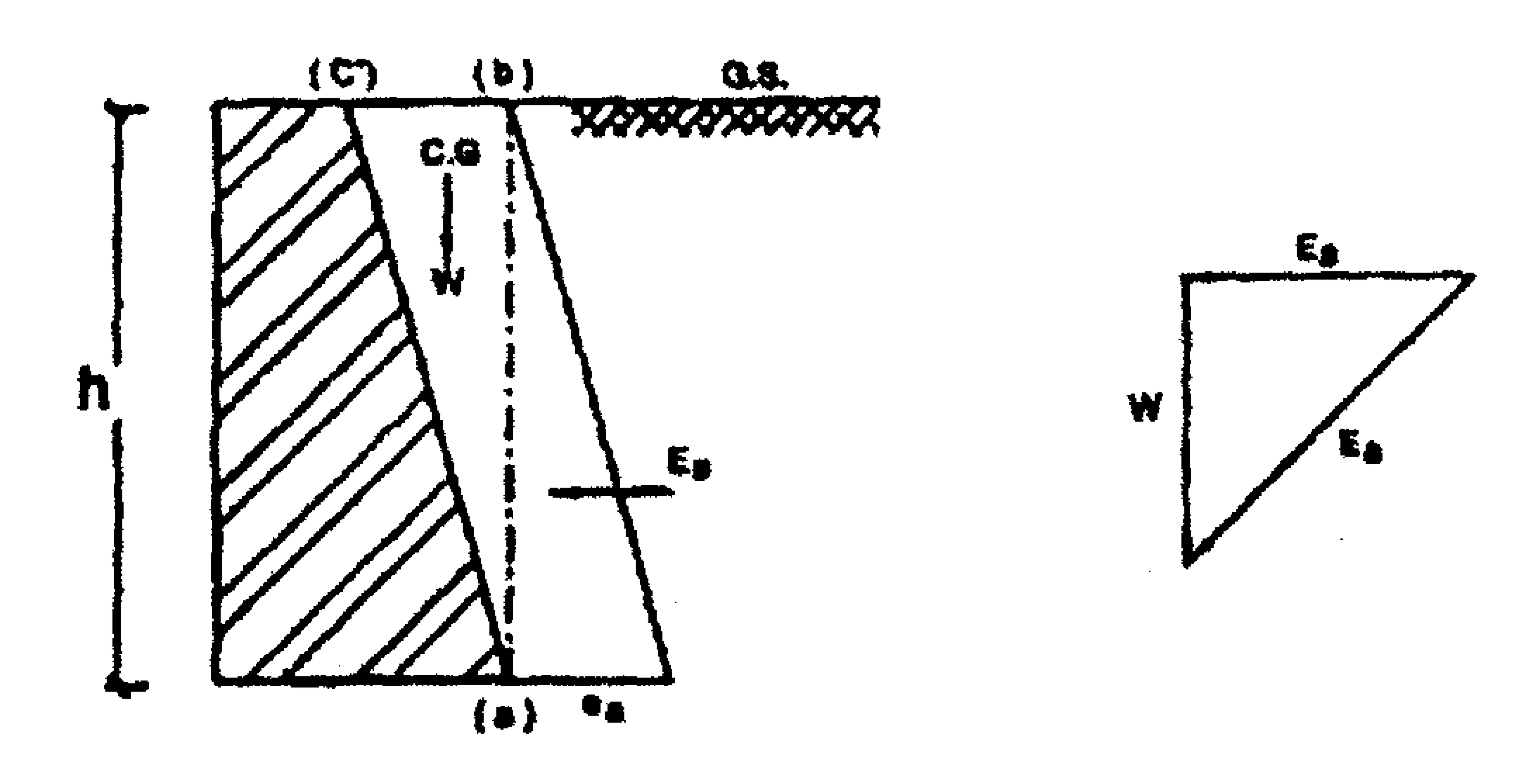
$$E_1 = \frac{1}{2} e_2 h_1 = \text{**} \ t/m'$$
$$E_2 = e_2 h_2 = \text{**} \ t/m'$$
$$E_{a3} = \frac{1}{2}(e_3 - e_2) h_2 = \text{**} \ t/m'$$
$$E_w = \frac{1}{2} e_w h_2 = \text{**} \ t/m'$$



الشكل ٢-٣٧: مثلث اتزان القوى

٢-٧-٣ حالة حائط مائل وسطح تربة أفقي Inclined Wall & Horizontal G.S

(أ) حالة تربة رملية جافة

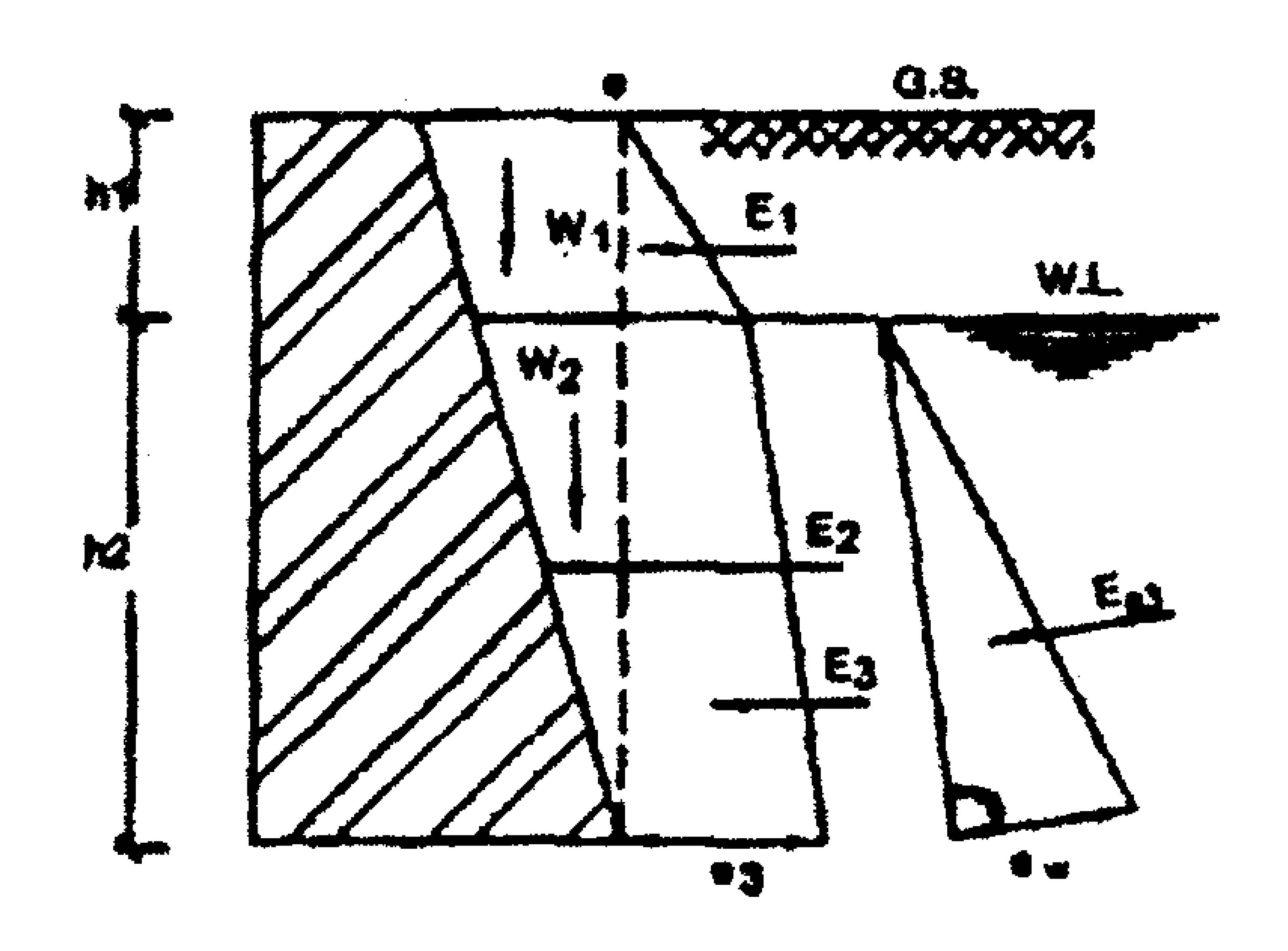


الشكل ٢-٣٨: توزيع الضغوط ومثلث القوى

- قوة ضغط التربة E_a يتم حسابه على الحائط الرأسي المفترض a-b الفعال على خلفية الحائط a-c.
- إن وزن التربة W يجب إضافته إلى E_a لتحديد قيمة E_{aT}.

(ب) حالة وجود مستوى مياه جوفية

$$w_1 \rightarrow \text{dry or sat.}$$
$$w_2 \rightarrow \text{sub.}$$
$$e_w = \gamma_w h_w = \gamma_w h_2$$
$$E_w = \tfrac{1}{2} e_w h_2$$



الشكل ٢-٣٩: توزيع الضغوط للتربة والمياه الجوفية

٢-٧-٤ حالة حائط مائل وسطح تربة مائل Inclined Wall & Inclined G.S

$$e_a = \gamma h K_a$$

احسب قيمة E_{aT} (القيم والاتجاه) بالرسم وتحديد نقطة التأثير بأخذ العزوم حول نقطة 0.

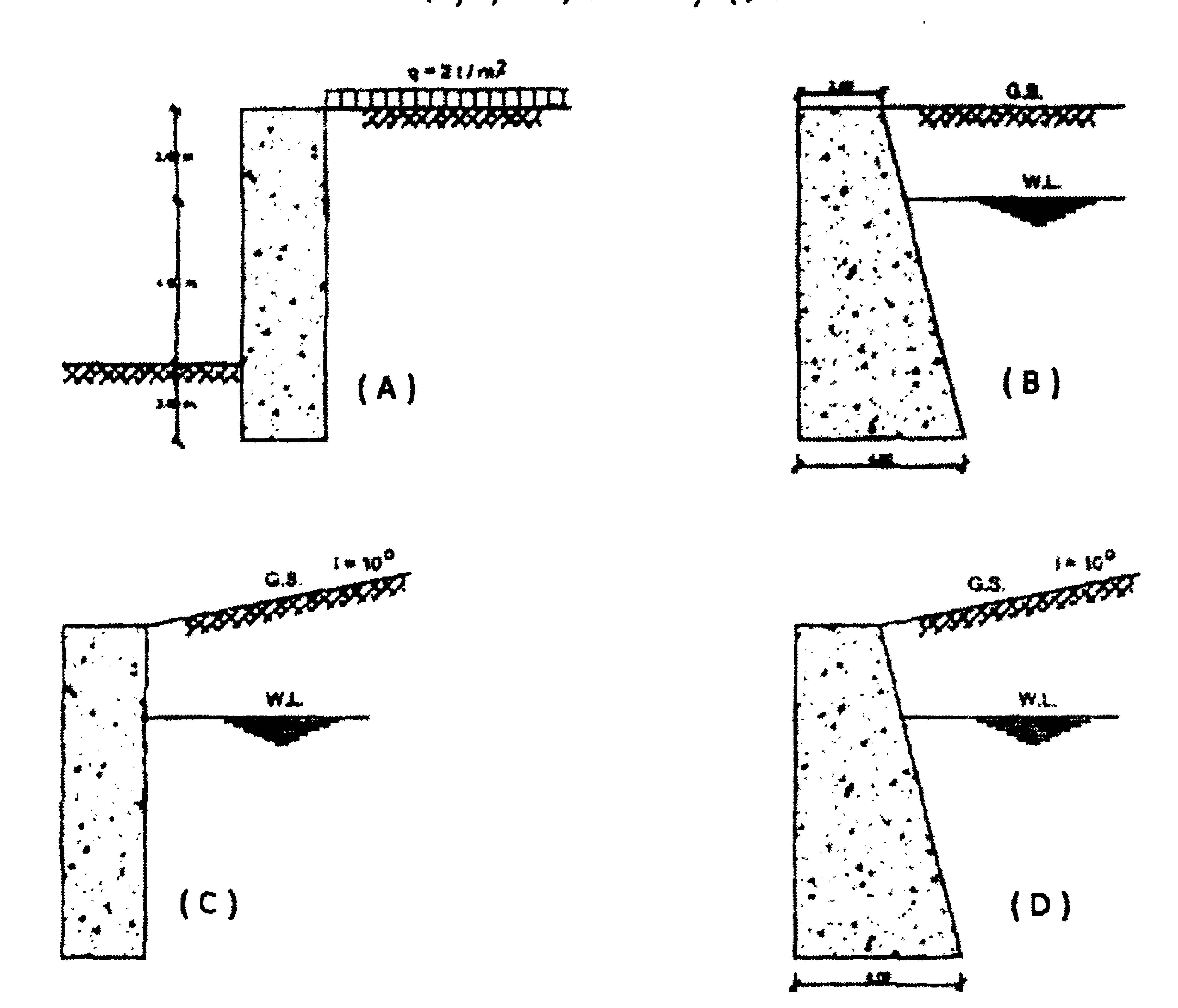
مثـال ٢-١

إذا كانت حالات التربة كما يلي:

(تربة رملية) $\phi = 0$ ، $C = 0$

(أعلى منسوب سطح المياه الجوفية) $\gamma = 1.6\ \text{t/m}^3$

(أسفل منسوب سطح المياه الجوفية) $\gamma = 1.8\ \text{t/m}^3$

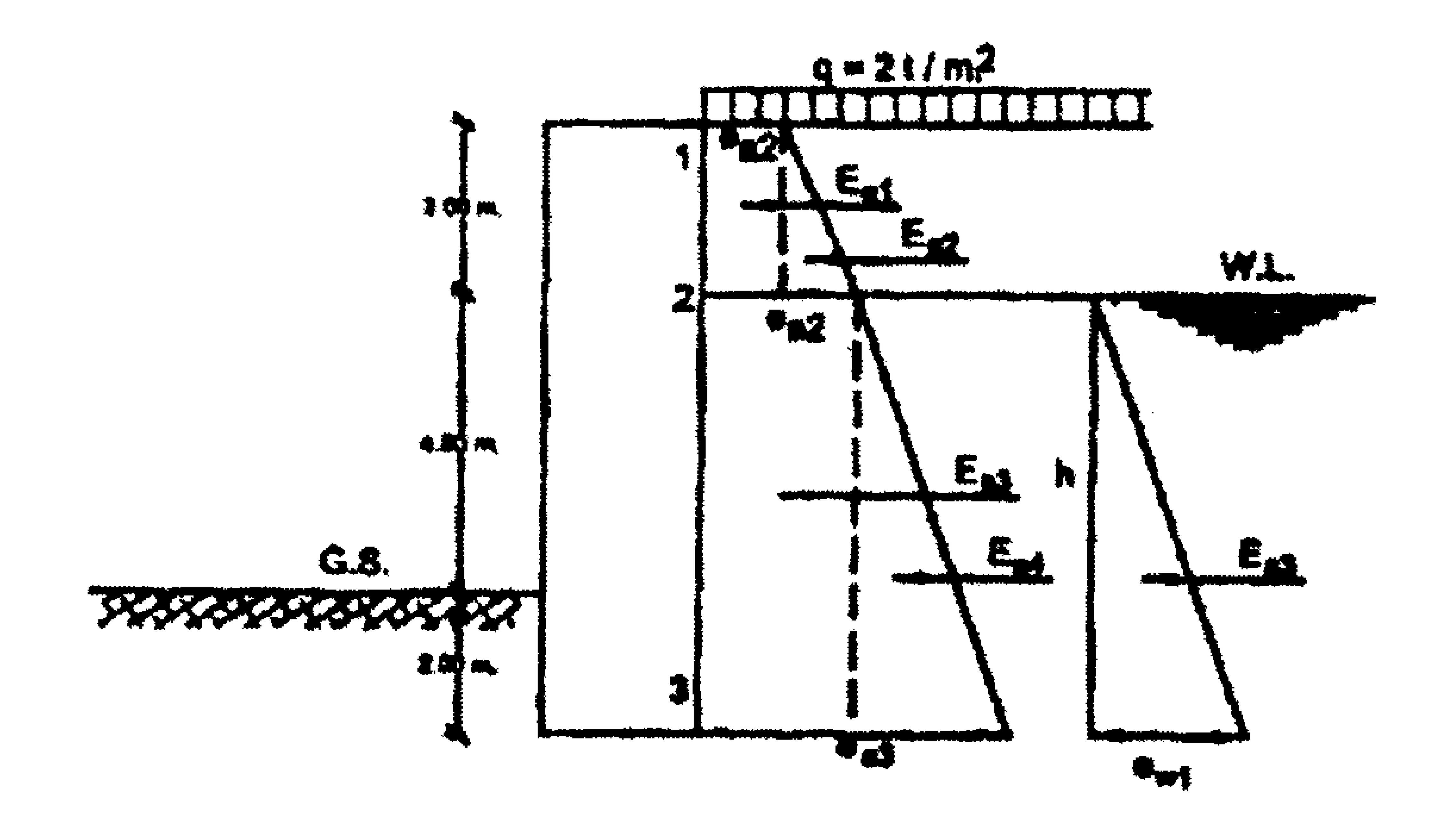


الشكل ٢-٣٠: الحالات المختلفة للحائط الساند

الحـــل

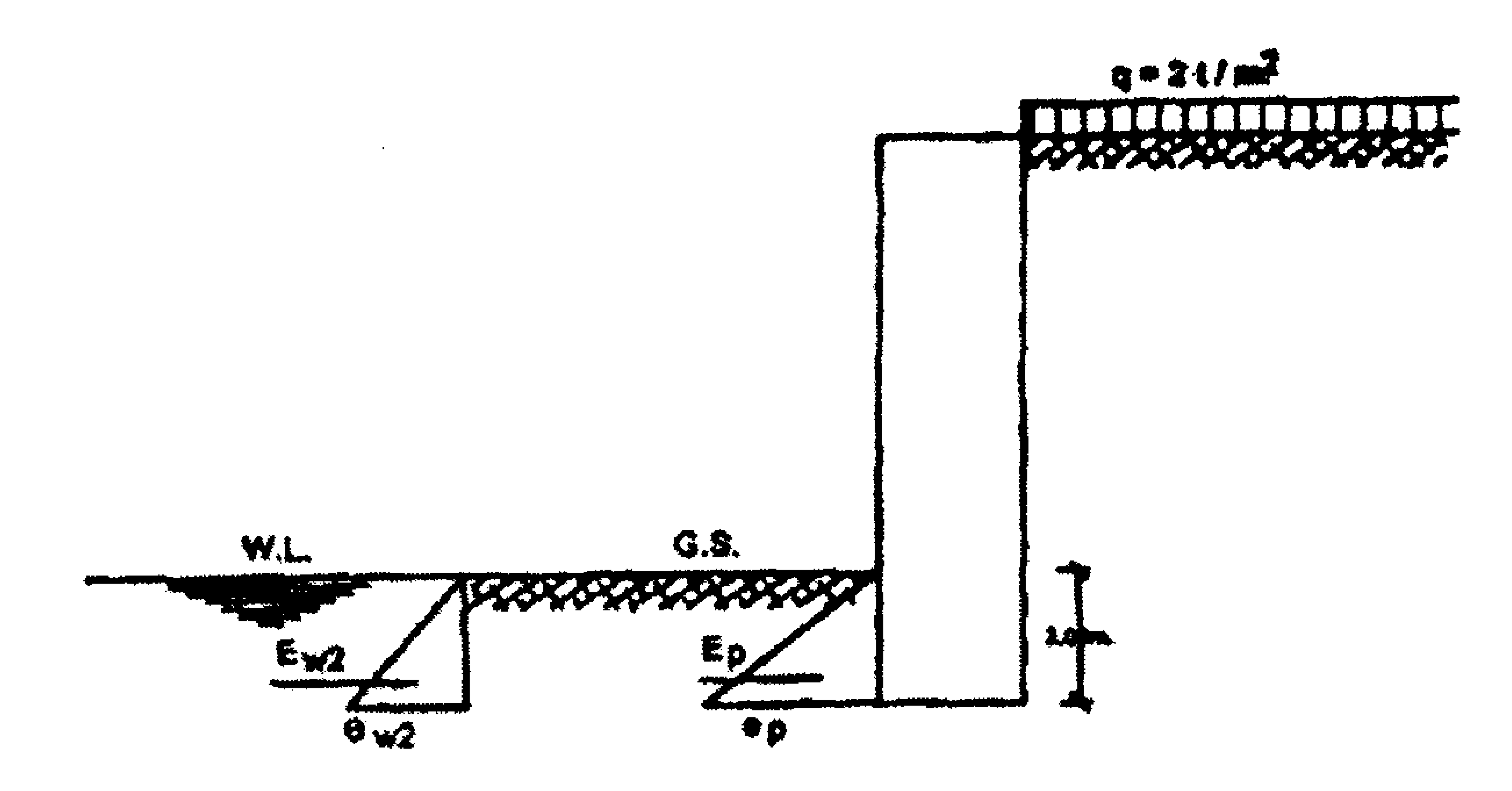
الحالة A

(أ) في حالة التربة الفعالة



الشكل ٢-٣١: توزيع ضغوط التربة والمياه الجوفية

(ب) في حالة التربة المقاومة



الشكل ٢-٣٢: توزيع ضغوط التربة المقاومة

$$K_{a_3} = \frac{1-sin\phi}{1+sin\phi} = \frac{1}{3}$$

$$e_a = (q+\gamma h)K_a$$

$$e_{a_1} = (2+0)\frac{1}{3} = \frac{2}{3}\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (2+2\times1.6)\frac{1}{3} = 1.73\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_3} = (2+2\times1.6+6\times0.8)\frac{1}{3} = 3.33\ \text{t/m}^2$$

$$e_{w_1} = \gamma_w h_w = 1\times6 = 6\ \text{t/m}^2$$

$$E_{a_1} = \frac{2}{3}\times2 = 1.33\ \text{t/m}'$$

$$E_{a_2} = \frac{1}{2}\left(1.73-\frac{2}{3}\right)\times2 = 1.07\ \text{t/m}'$$

$$E_{a_3} = 1.73\times6 = 10.4\ \text{t/m}'$$

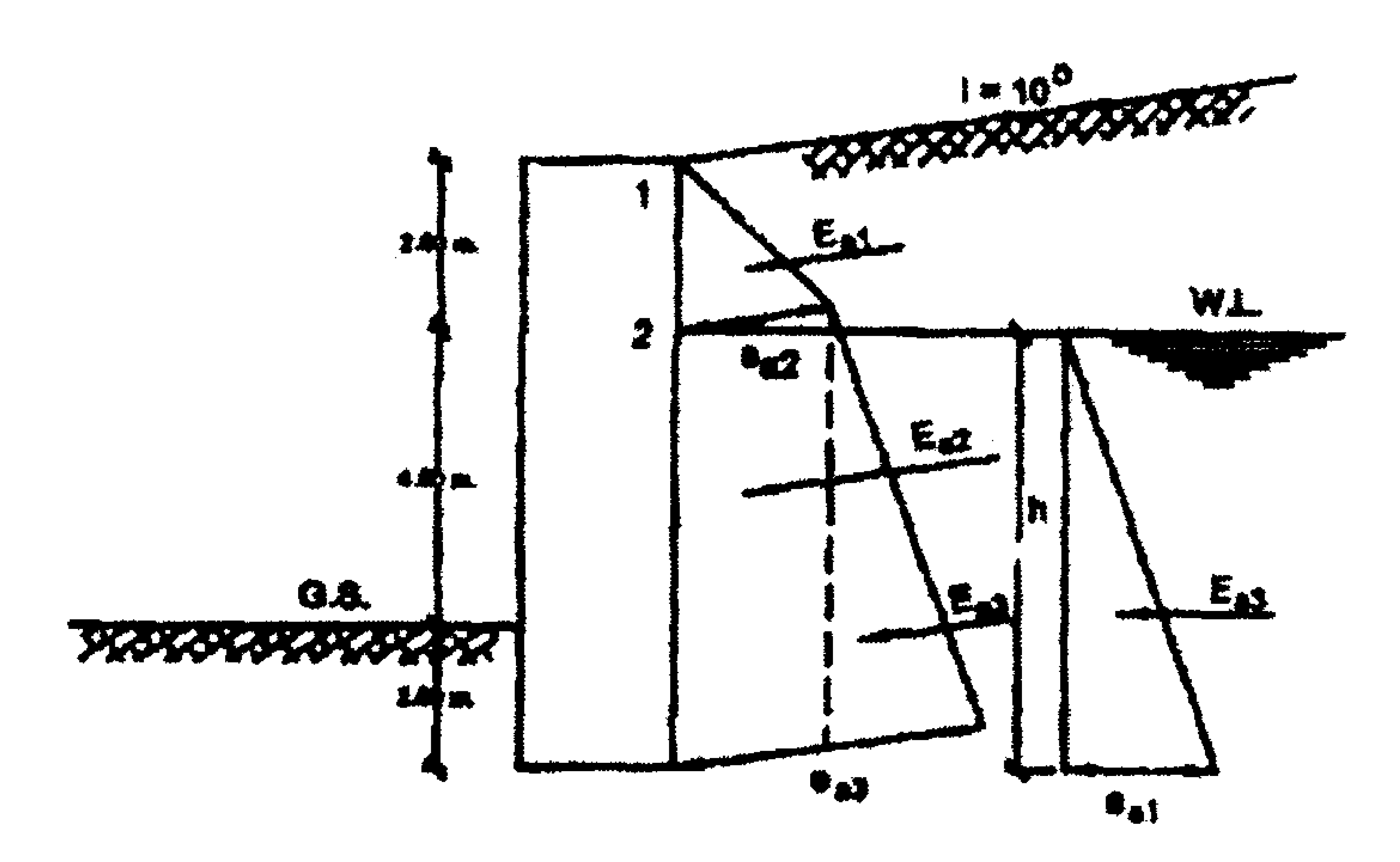
$$E_{a_4} = \frac{1}{2}(3.33-1.73)\times6 = 4.8\ \text{t/m}'$$

$$E_{w_1} = \frac{1}{2}\times6\times6 = 18\ \text{t/m}'$$

$$E_{aT} = \sum E_a + E_w = 35.6\ \text{t/m}'$$

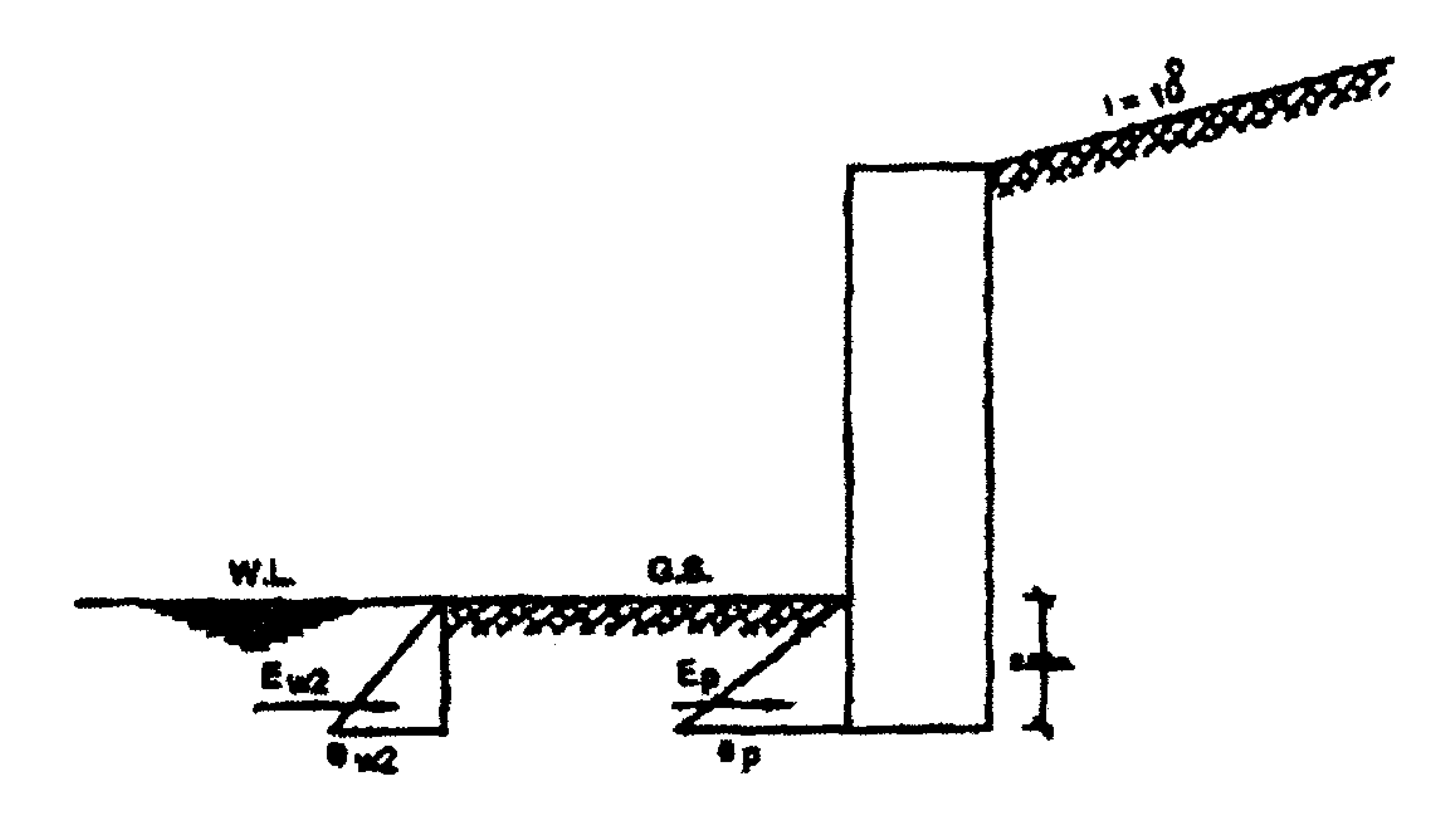
الحالة c

(أ) في حالة التربة الفعالة



الشكل ٢-٣٣: توزيع ضغوط التربة الفعالة والمياه الجوفية

(ب) في حالة التربة المقاومة



الشكل ٢-٣٤: توزيع ضغوط التربة المقاومة

$$K_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = 0.35$$

$$e_a = \gamma h K_a$$

$$e_{a_1} = 0.0 \text{ t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (1.6 \times 2) \times 0.35 = 1.12 \text{ t/m}^2$$

$$e_{a_3} = (1.6 \times 2 + 0.8 \times 6) \times 0.35 = 2.8 \text{ t/m}^2$$

$$e_{w_1} = \gamma_w h_w = 1 \times 6 = 6 \ \text{t/m}^2$$

$$E_{a_1} = \frac{1}{2} \times 1.12 \times 2 = 1.12 \ \text{t/m}'$$

$$E_{a_2} = 1.12 \times 6 = 6.72 \ \text{t/m}'$$

$$E_{a_3} = \frac{1}{2}(2.8 - 1.12) \times 6 = 5.04 \ \text{t/m}'$$

$$E_{w_1} = \frac{1}{2} \times 6 \times 6 = 18 \ \text{t/m}'$$

$$E_{aT} = \sum E_a + E_w = 30.88 \ \text{t/m}'$$

لا يوجد فرق بين الاثنين.

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = 3$$

$$e_p = 0.8 \times 2 \times 3 = 4.8 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{w_2} = \gamma_w h_w = 1.0 \times 2.0 = 2.0 \ \text{t/m}^2$$

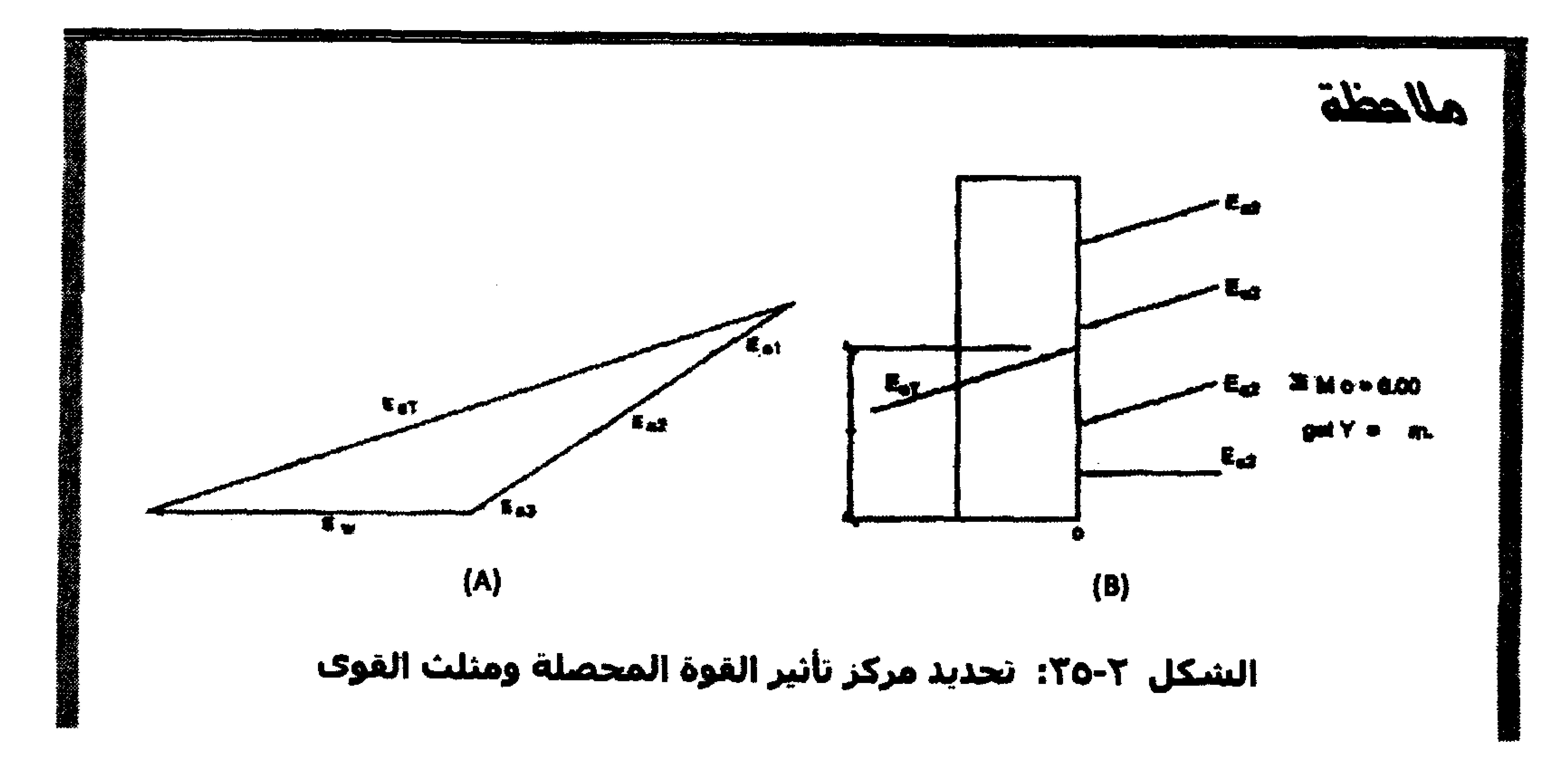
$$E_p = \frac{1}{2} \times 4.8 \times 2 = 4.8 \ \text{t/m}'$$

$$E_w = \frac{1}{2} \times 2 \times 2 = 2.0 \ \text{t/m}'$$

$$E_{pT} = \sum E_p + E_w = 6.8 \ \text{t/m}'$$

تؤثر على بعد $\frac{1}{3}$ المسافة.

ملاحظة

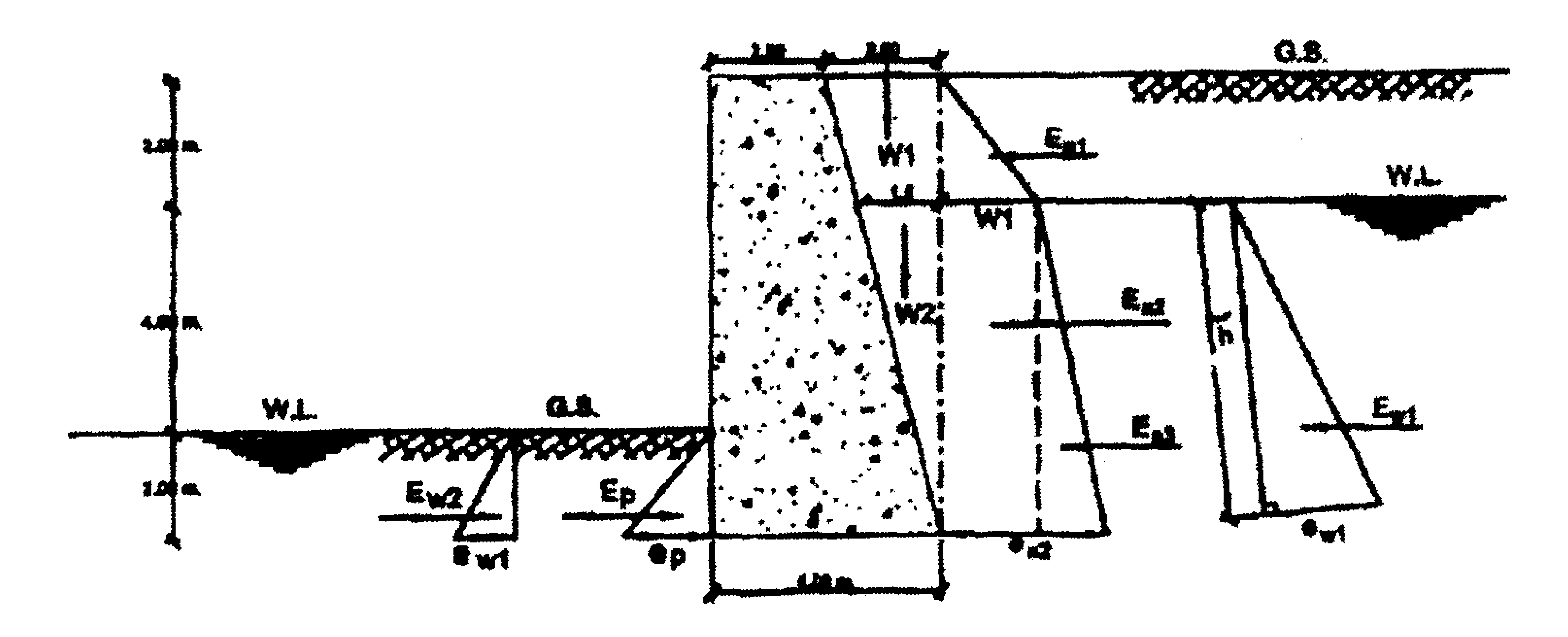


الشكل ٢-٣٥: تحديد مركز تأثير القوة المحصلة ومثلث القوى

إذا احتجنا لمعرفة E_{aT} استخدم مثلث القوى، إذا احتجنا لمعرفة نقطة تأثير E_{aT} نأخذ العزوم للقوى عند أي نقطة مع الأخذ في الاعتبار أن E_{aT} هو رد فعل الحائط الساند عند هذه النقطة وفي اتجاه معاكس للقوى المؤثرة.

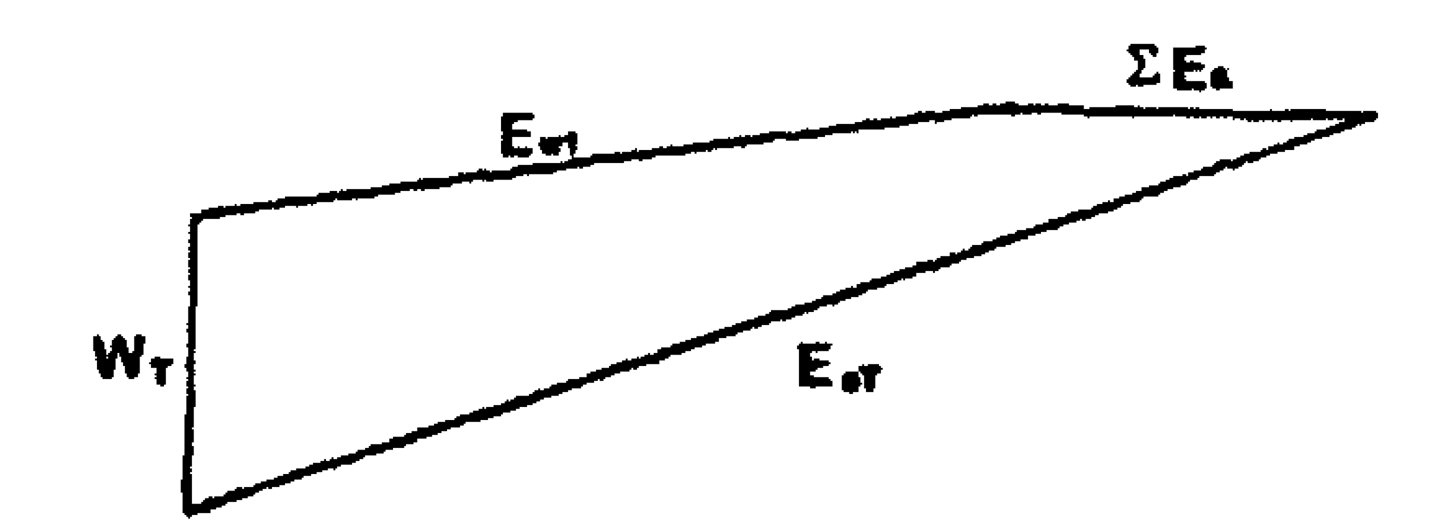
الحالة B

(أ) في حالة التربة المقاومة



الشكل ٢-٣٦: شكل توزيع الضغوط الفعالة والمقاومة للتربة والمياه الجوفية

(ب) في حالة التربة الفعالة



الشكل ٢-٣٧: مثلث القوى

$$\because \quad \frac{x}{2.0}=\frac{6}{8} \qquad \therefore \quad x=1.5 \text{ m}$$

$$\bar{h}=\sqrt{1.5^2+6^2}=6.2 \text{ m}$$

$$W = Area \times \gamma_{\text{soil}}$$

$$W_1=\left(\frac{2+1.5}{2}\times 2\right)\times 1.6=5.6 \text{ t/m}'$$

$$W_2=\left(\frac{1}{2}\times 1.5\times 6\right)\times 0.8=3.6 \text{ t/m}'$$

$$e_{a_1} = 0.0 \ t/m^2$$

$$e_{a_2} = \gamma h K_a = 1.6 \times 2 \times \frac{1}{3} = 1.07 \ t/m^2$$

$$e_{a_3} = (1.6 \times 2 + 0.8 \times 6) \times \frac{1}{3} = 2.67 \ t/m^2$$

$$E_{a_1} = \frac{1}{2} \times 1.07 \times 2 = 1.07 \ t/m^1$$

$$E_{a_2} = 1.07 \times 6 = 6.4 \ t/m^1$$

$$E_{a_3} = \frac{1}{2}(2.67 - 1.07) \times 6 = 4.8 \ t/m^1$$

$$e_{w_1} = 1.0 \times 6 = 6 \ t/m^2$$

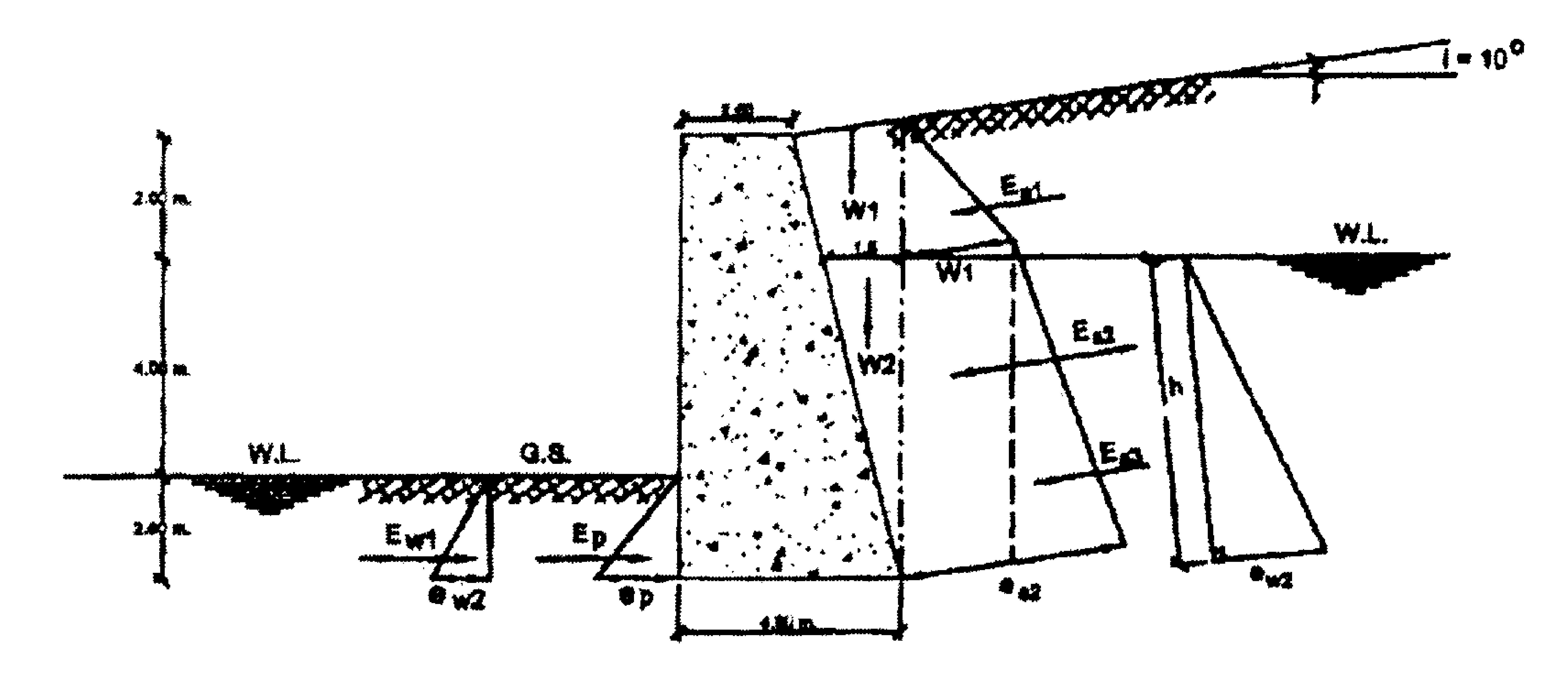
$$E_{w_1} = \frac{1}{2} \times 6 \times 6.2 = 18.6 \ t/m^1$$

من مثلث القوى:

$$E_{aT} = 33.50 \ t/m^1$$

الحالة D

(أ) في حالة التربة المقاومة



الشكل ٢-٣٨: توزيع قوى الضغط الفعال والمقاوم للتربة والمياه الجوفية

(ب) في حالة التربة الفعالة

$$E_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = 0.35$$

$$\because\ W_1 = W_{1'} - W_{1''}$$

$$\therefore\ W_1 = \frac{1}{2}\times 2\times 0.353\times 1.6 + \frac{2+1.5}{2}\times 2\times 1.6 = 6.2\ \text{t/m}'$$

$$W_2 = \frac{1}{2}\times 1.5\times 6\times 0.8 = 3.6\ \text{t/m}'$$

$$\therefore\ \sum W = 9.8\ \text{t/m}'$$

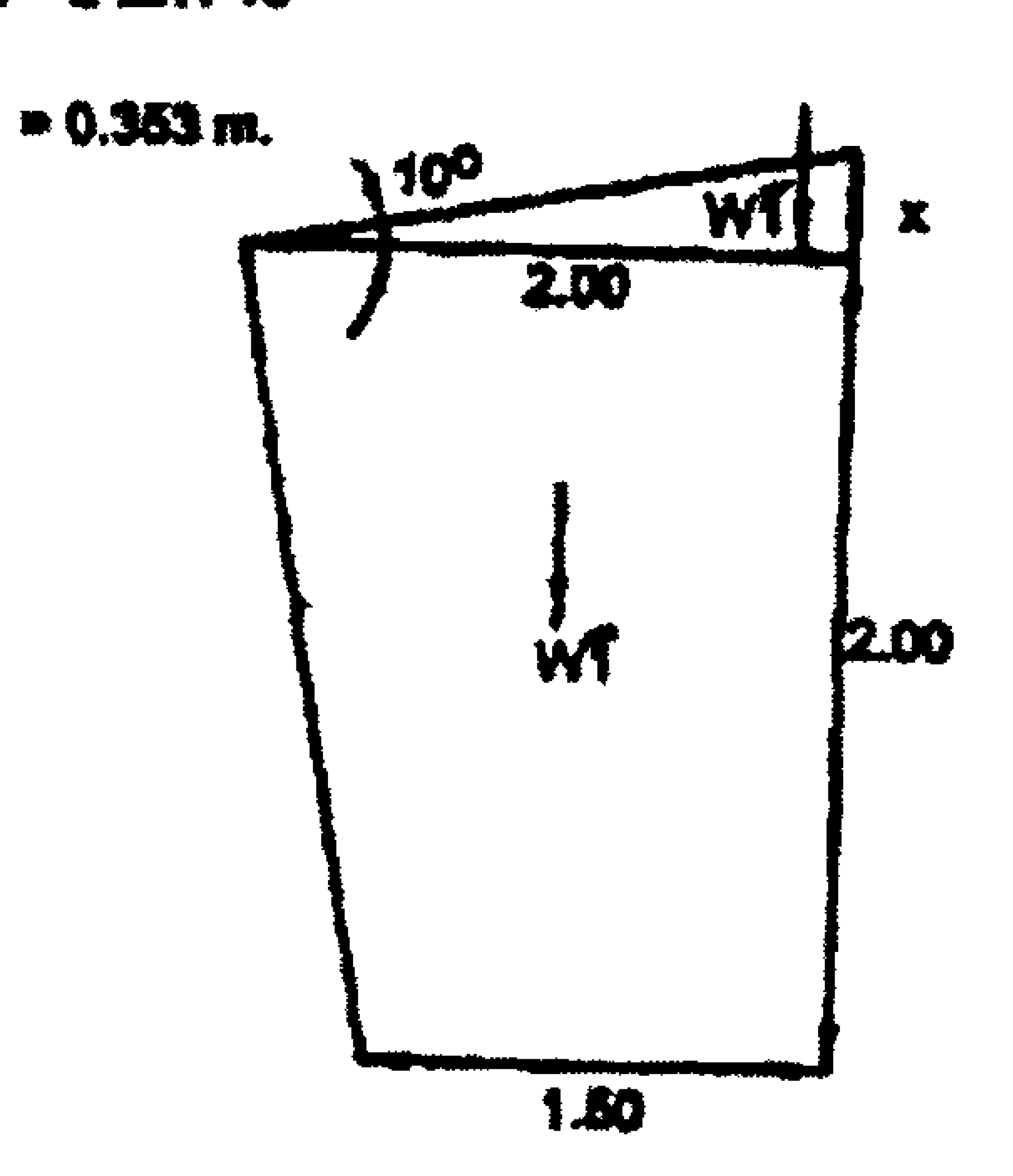
$$e_{a_1} = \gamma h_1 K_a = 1.6\times 2.353\times 0.5 = 1.32\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (1.6\times 2.353 + 0.8\times 6)\times 0.35 = 3.0\ \text{t/m}^2$$

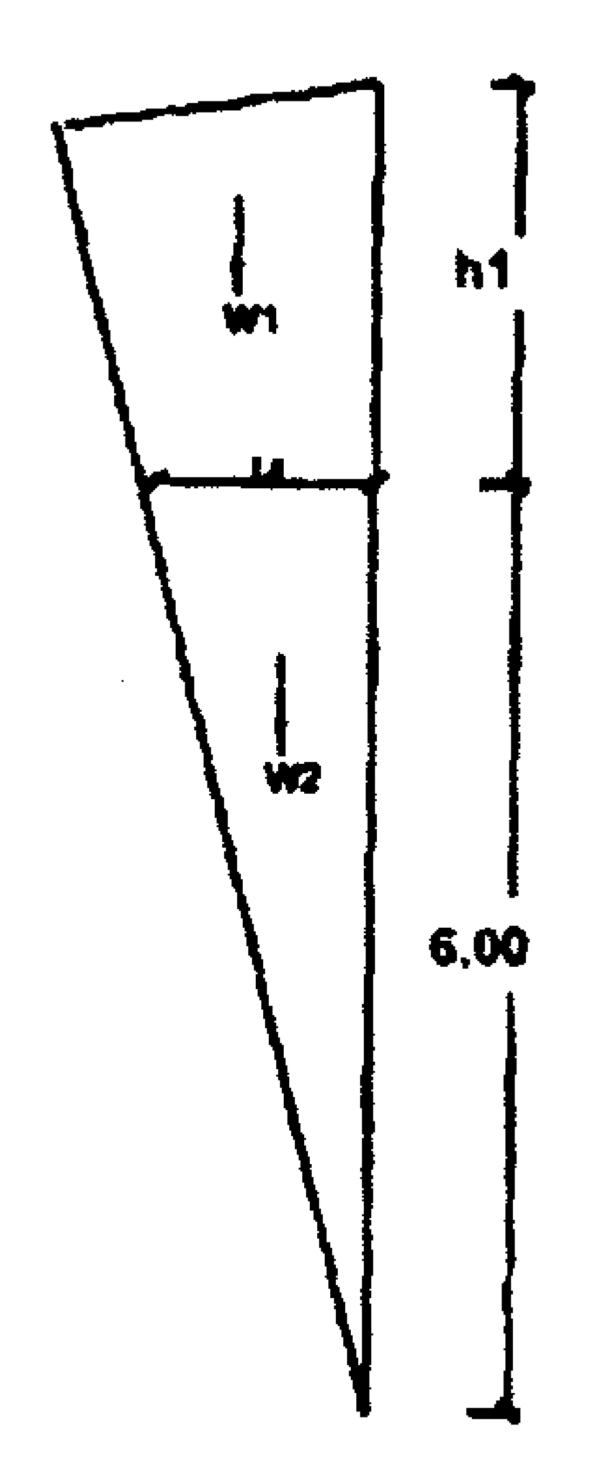
$$E_{a_1} = \frac{1}{2}\times 1.32\times 2.353 = 1.6\ \text{t/m}'$$

$$E_{a_2} = 1.32\times 6 = 7.92\ \text{t/m}'$$

$$E_{a_3} = (3-1.32)\times \frac{1}{2}\times 6 = 5.04\ \text{t/m}'$$



الشكل ٢-٣٩: توزيع القوى الرأسية



الشكل ٢-٤٠: شريحة مثلث أوزان التربة

٢-٨ نظرية رانكن للتربة المتماسكة — Rankine's Theory for Cohesive Soil

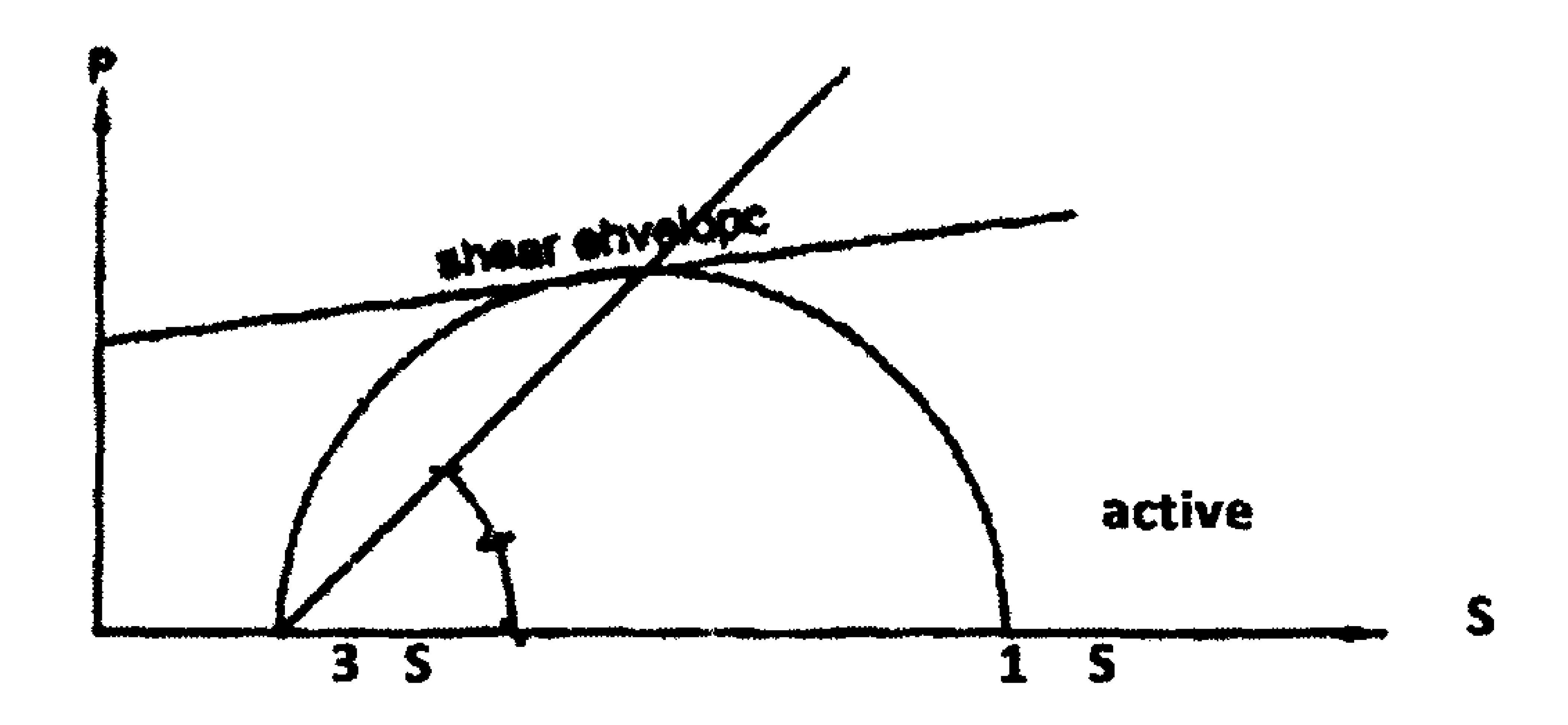
٢-٨-١ حالة $C-\phi$ — Case $C-\phi$

(أ) في حالة التربة الفعالة

لدائرة "موهر" Mohr عند حالة الانهيار:

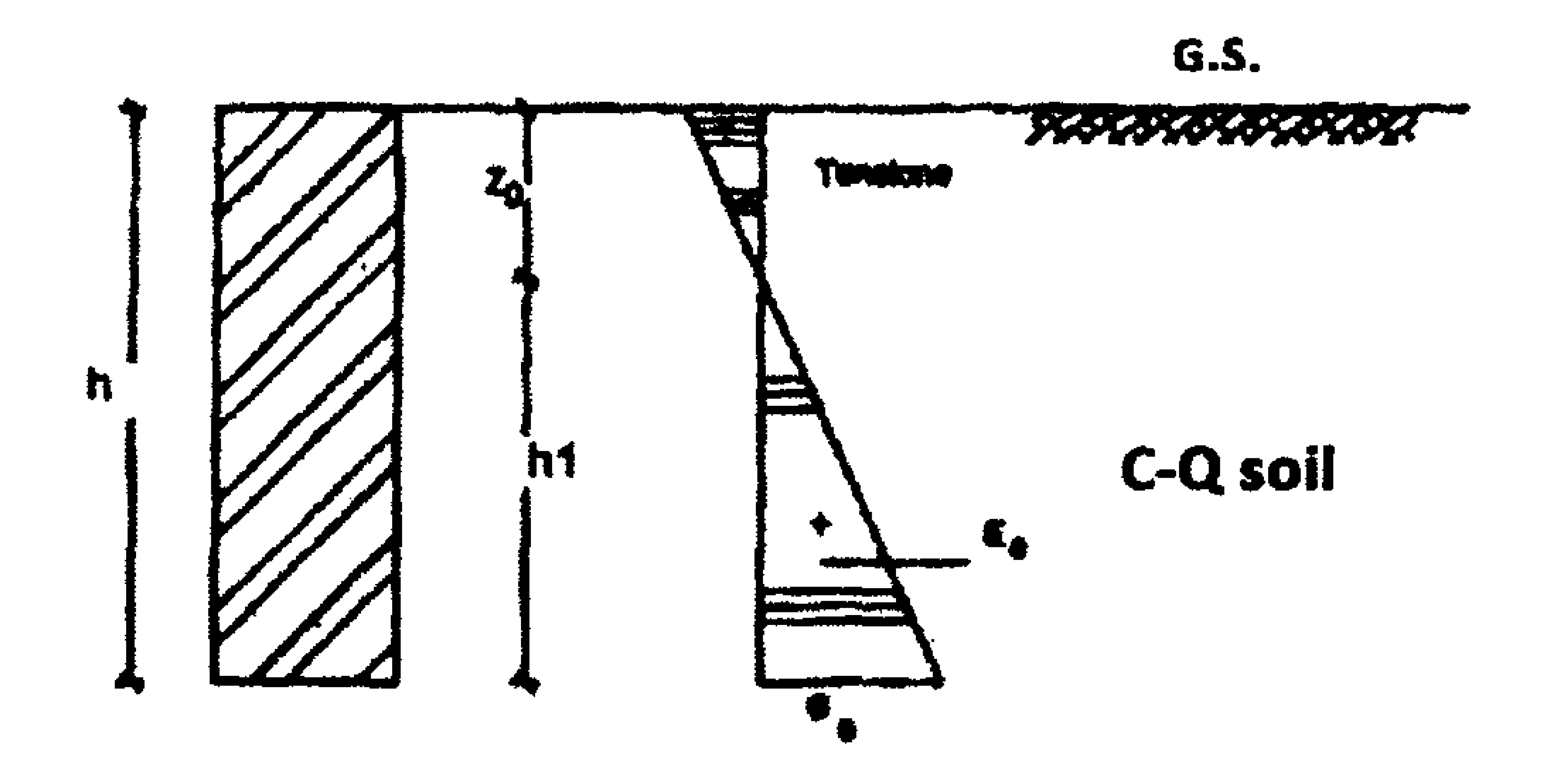
$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} - 2C\sqrt{\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}}$$

$$\therefore \quad e_a = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$



الشكل ٢-٤١: دائرة موهر عند حالة الانهيار

توزيع ضغط التربة



الشكل ٢-٤٢: توزيع الضغوط

- كثافة ضغط التربة عند عمق $Z_o = 0.0$.
- أعلى العمق Z_o فإن ضغط التربة يكون سالبًا وشروخ الشد تكون في التربة.
- ضغط التربة السالب يتم إهماله في الحسابات.
- Z_o يسمى "عمق شروخ الشد"، وللحصول على Z_o نضع قيمة $e_a = 0$.

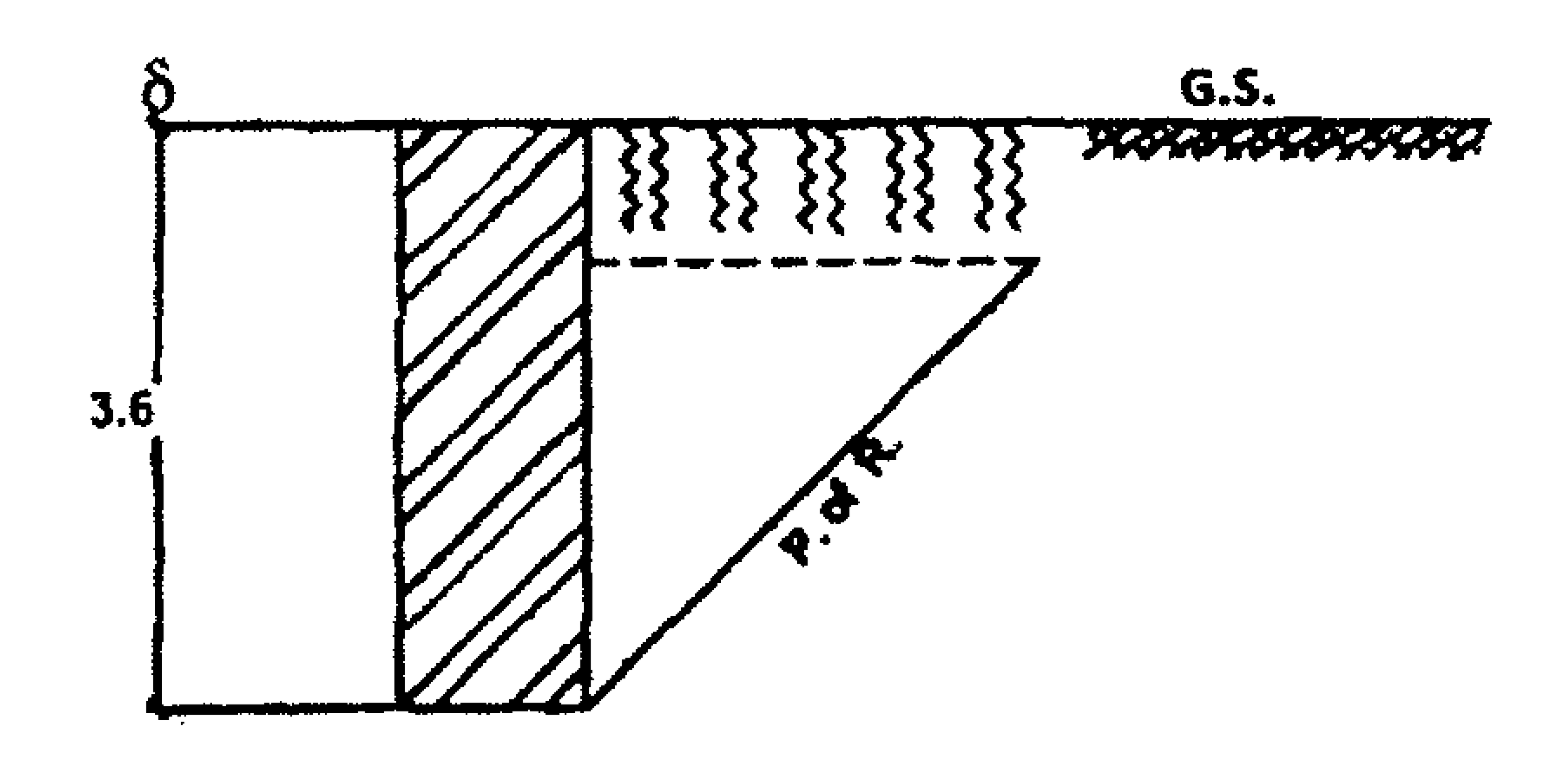
$$\gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a} = 0.0 \qquad (Z_o = h)$$

$$\gamma Z_o K_a - 2C\sqrt{K_a} = 0.0 \qquad \left(Z_o = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}}\right)$$

$$e_a = e_2 = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a} = ** \ t/m^2$$

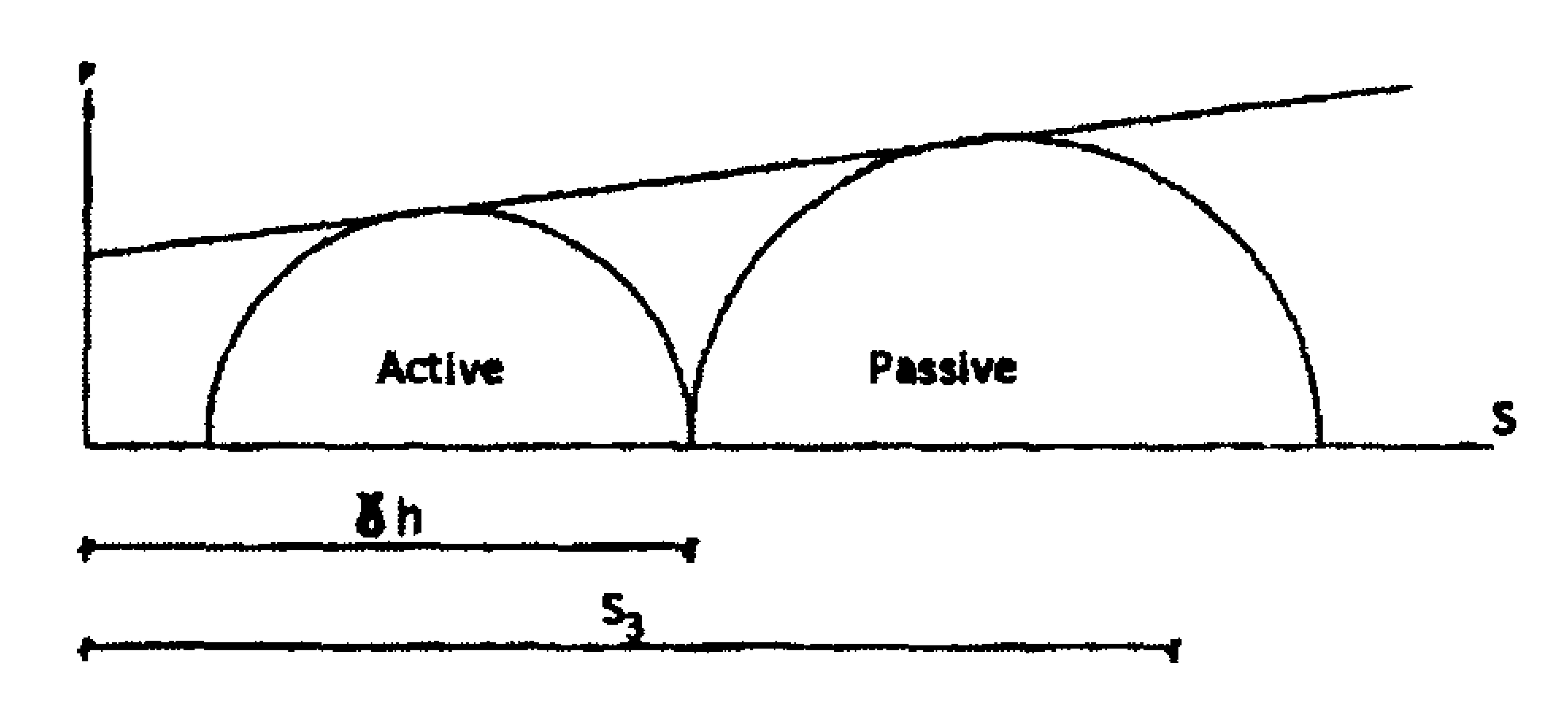
$$E_a = \frac{1}{2} e_a h_1 = \frac{1}{2} e_a (h - Z_o)$$

تؤثر على عمق يساوي $\frac{1}{3}(h - Z_o)$ من قاعدة الحائط.



الشكل ٢-٤٣: مستوى الانهيار في حالة ضغط تربة فعال

(ب) في حالة التربة المقاومة

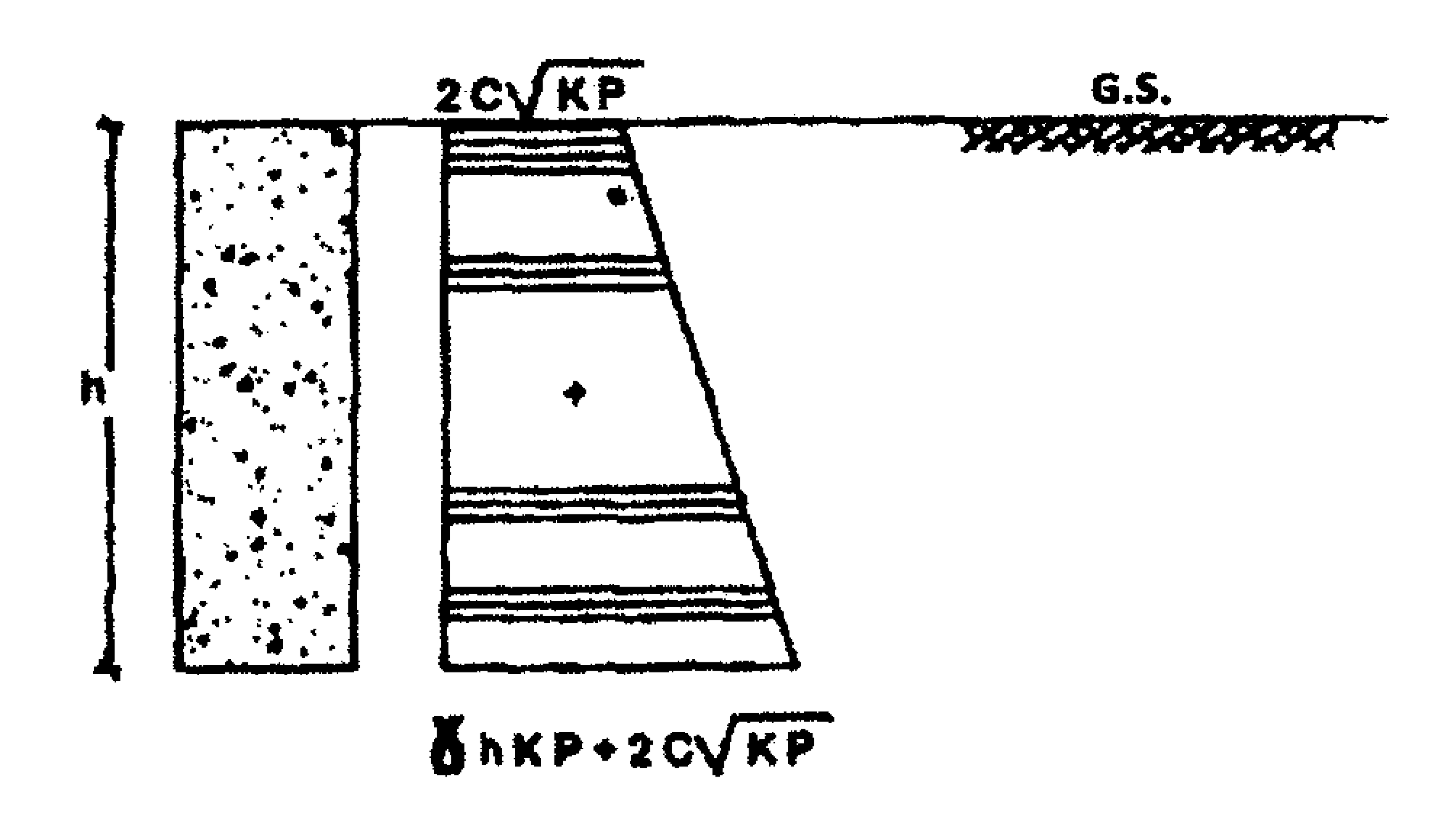


الشكل ٢-٤٤: دوائر موهر لحالة تربة مقاومة

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} + 2C\sqrt{\frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}}$$

$$e_p = \gamma h K_p + 2C\sqrt{K_p}$$

توزيع ضغط التربة



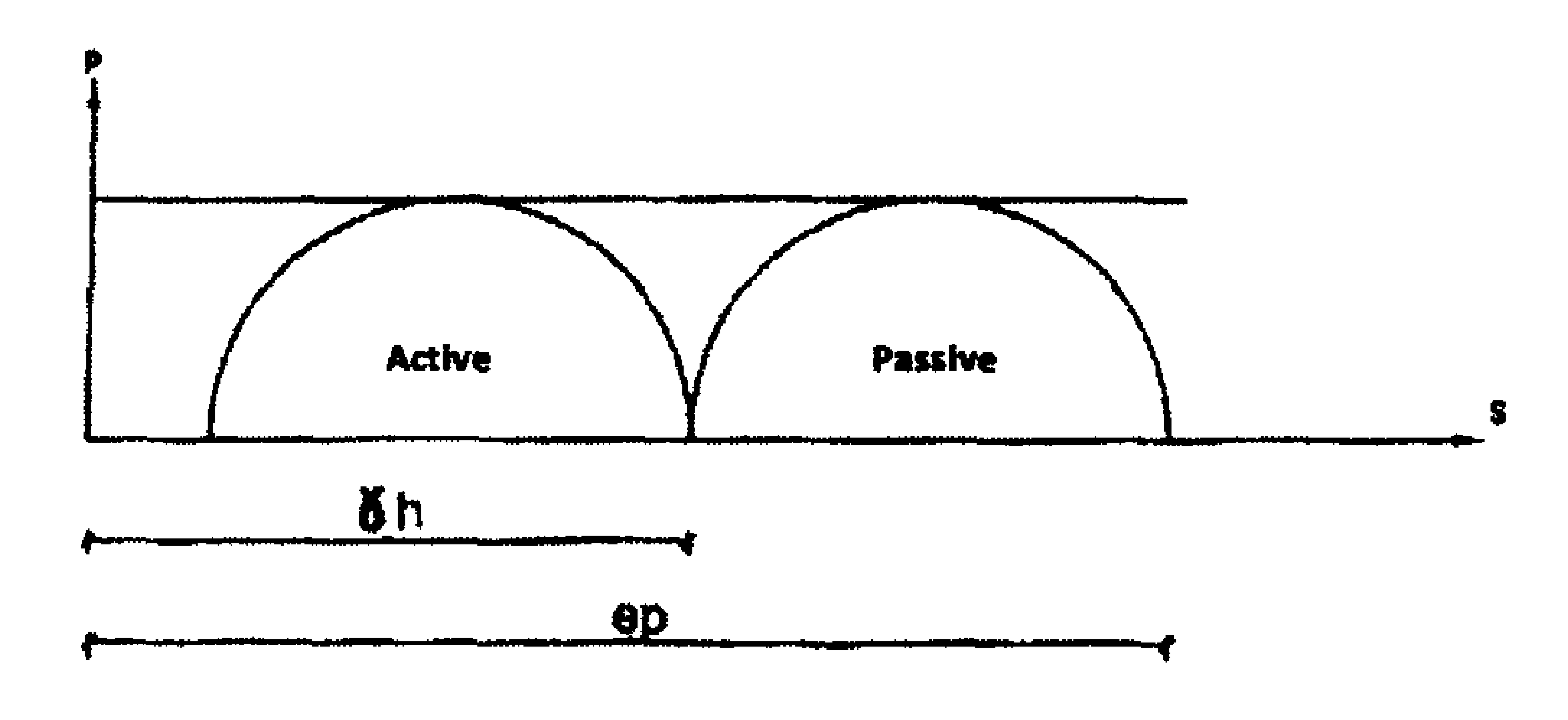
الشكل ٢-٤٥: توزيع القوى الفعالة

إن توزيع ضغط التربة في حالة الضغط المقاوم لا يكون هناك أي شروخ شد.

ملاحظة

تصميم الحائط $Z_0 \ngtr h/2$ في الحائط الساند فإن Z_o عمق شرخ الشد لا يزيد عن $h/2$.

٢-٨-٢ حالة تربة C - (طين مشبع) C – soil (Saturated Clay)



الشكل ٢-٤٦: دوائر موهر للحالة المذكورة

$$\phi = 0$$

$$K_a = K_p = 1.0$$

(أ) في حالة التربة الفعالة

في تصميم الحائط $Z_0 \ngtr h/2$ إذا كان $Z_o > h/2$ فإننا سوف نعدل ضغط التربة كما يلي:

١. من $h/2$ ارسم خطًا موازيًا لسطح الأرض.

٢. هذا الخط الموازي يقطع ضغط التربة، فمن نقطة القطع ارسم خطًا موازيًا (رأسيًا) حتى مستوى القياس الأولى.

$$C = \checkmark$$

$$\because \ \phi = 0 \qquad \therefore \ K_a = 1.0$$

$$e_a = \gamma h - 2$$

$$Z_o \rightarrow \text{at } e_a = 0$$

$$\therefore \ \gamma Z_o K_a = 2C\sqrt{K_a}$$

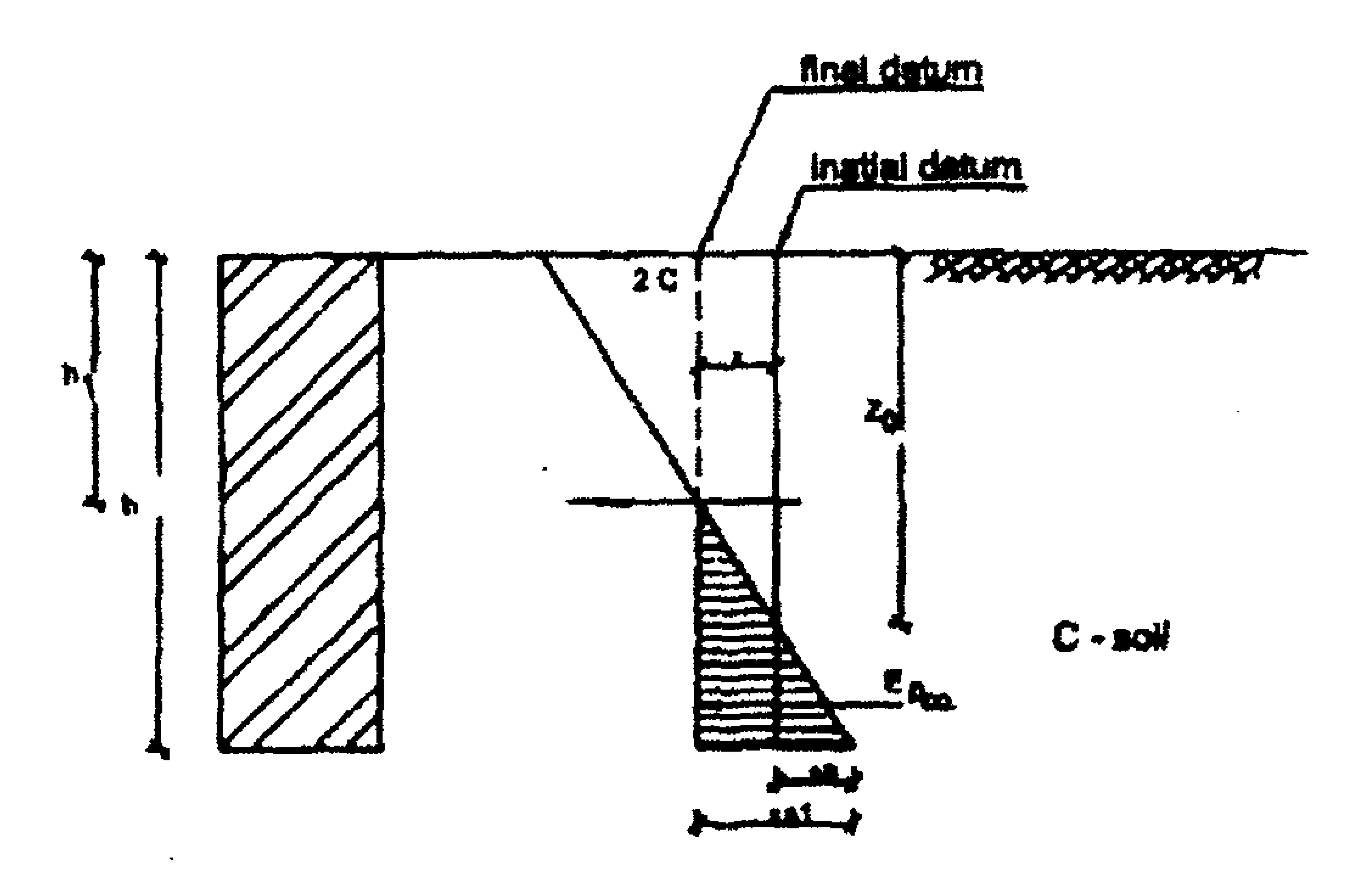
$$\therefore \ Z_o = \frac{2C}{\gamma}$$

نحصل على $x = e_a$ عند $h_1 = h/2$.

$$\therefore \quad e_{a1} = e_a + x$$

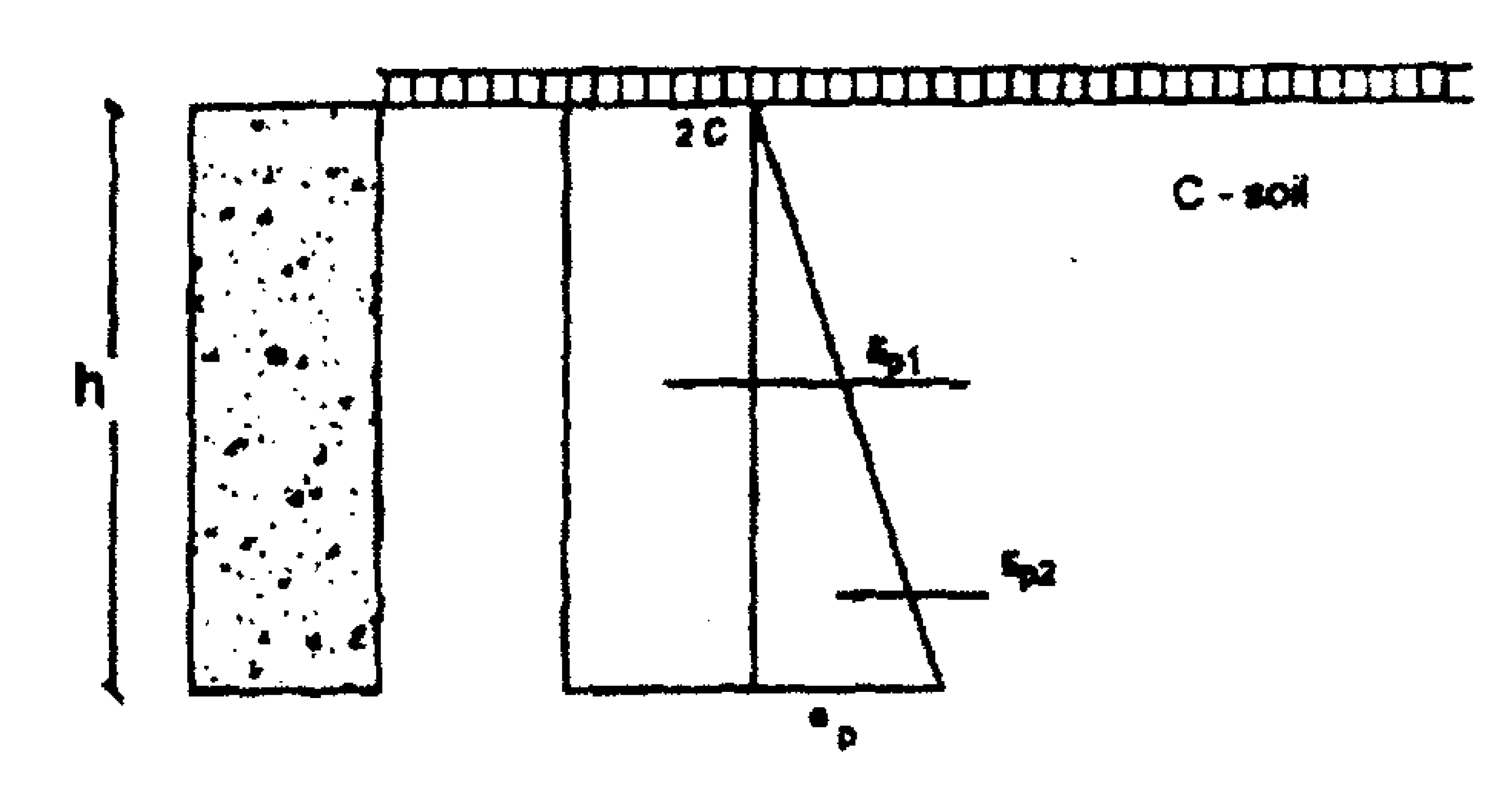
إن قوة ضغط التربة المصححة تكون:

$$E_{a(\text{corrected})} = \tfrac{1}{2} e_{a1} \left(\frac{h}{2} \right)$$



الشكل ٢-٤٧: توزيع ضغوط التربة

(ب) في حالة التربة المقاومة



الشكل ٢-٤٨: قوى الضغط العرضية

$$C = \checkmark$$

$$\phi = 0$$

$$K_p = \frac{1 + \sin 0}{1 - \sin 0} = 1.0$$

$$e_p = \gamma h + 2C$$

$$E_{p1} = 2C\,h,$$

$$E_{p2} = \tfrac{1}{2}\left(e_p - 2c\right) h$$

٢ـ٩ تطبيقات على نظرية رانكن للتربة المتماسكة
Application on R.T for Cohesin Soil

٢ـ٩ـ١ حالة حمل منتظم أعلى سطح الأرض Case of Surcharge

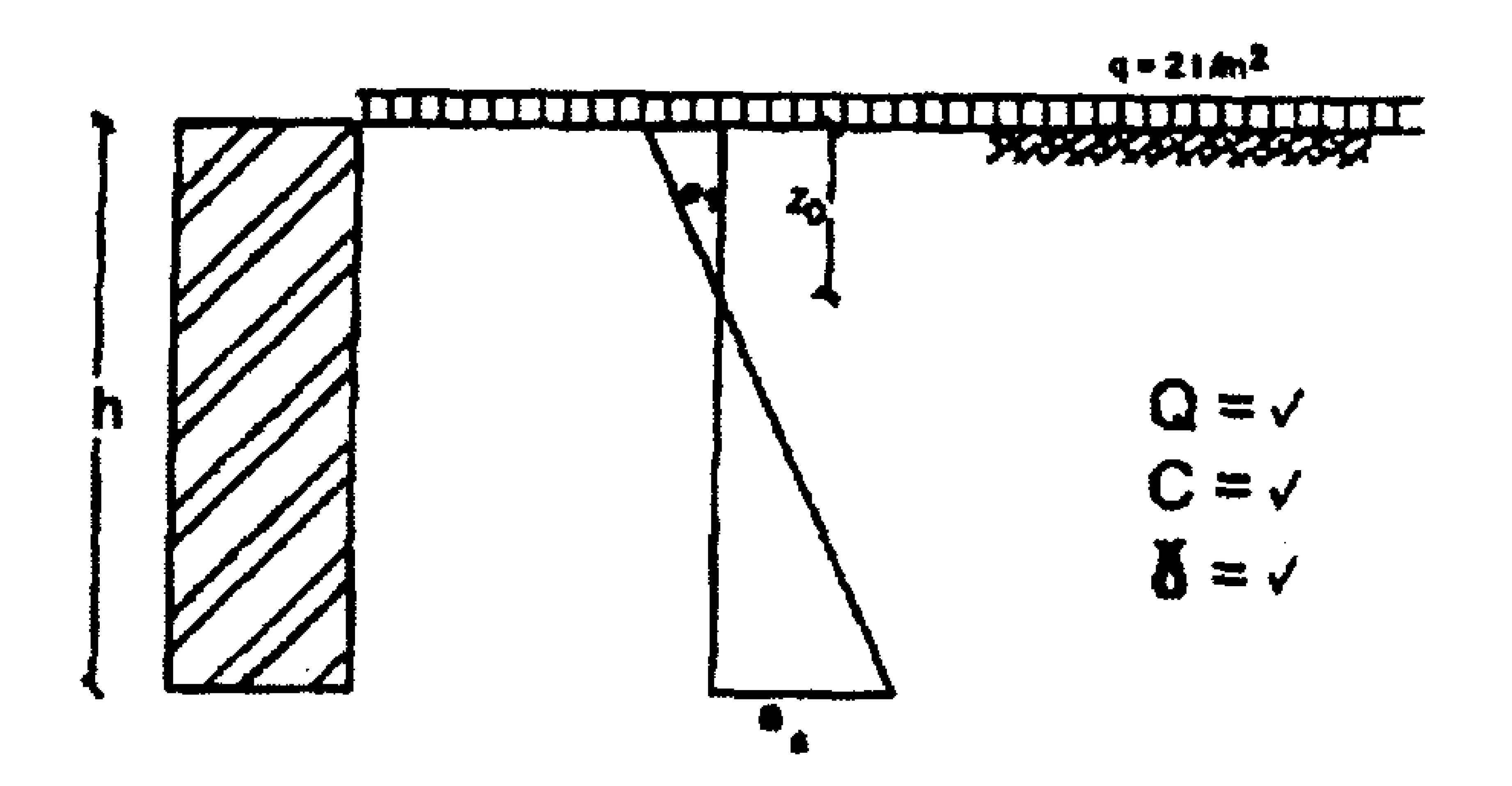
(أ) في حالة التربة الفعالة

$$e_1 = qK_a - 2C\sqrt{K_a}$$
$$e_a = (\gamma h + q)K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

حيث e_1 يمكن أن تكون موجبة أو سالبة، وهي تعتمد على قيمة q.

في حالة q:

$$Z_o = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma}$$
$$Z_o \rightarrow \text{at } e_a = 0$$



الشكل ٢-٤٩: توزيع ضغط التربة الفعال

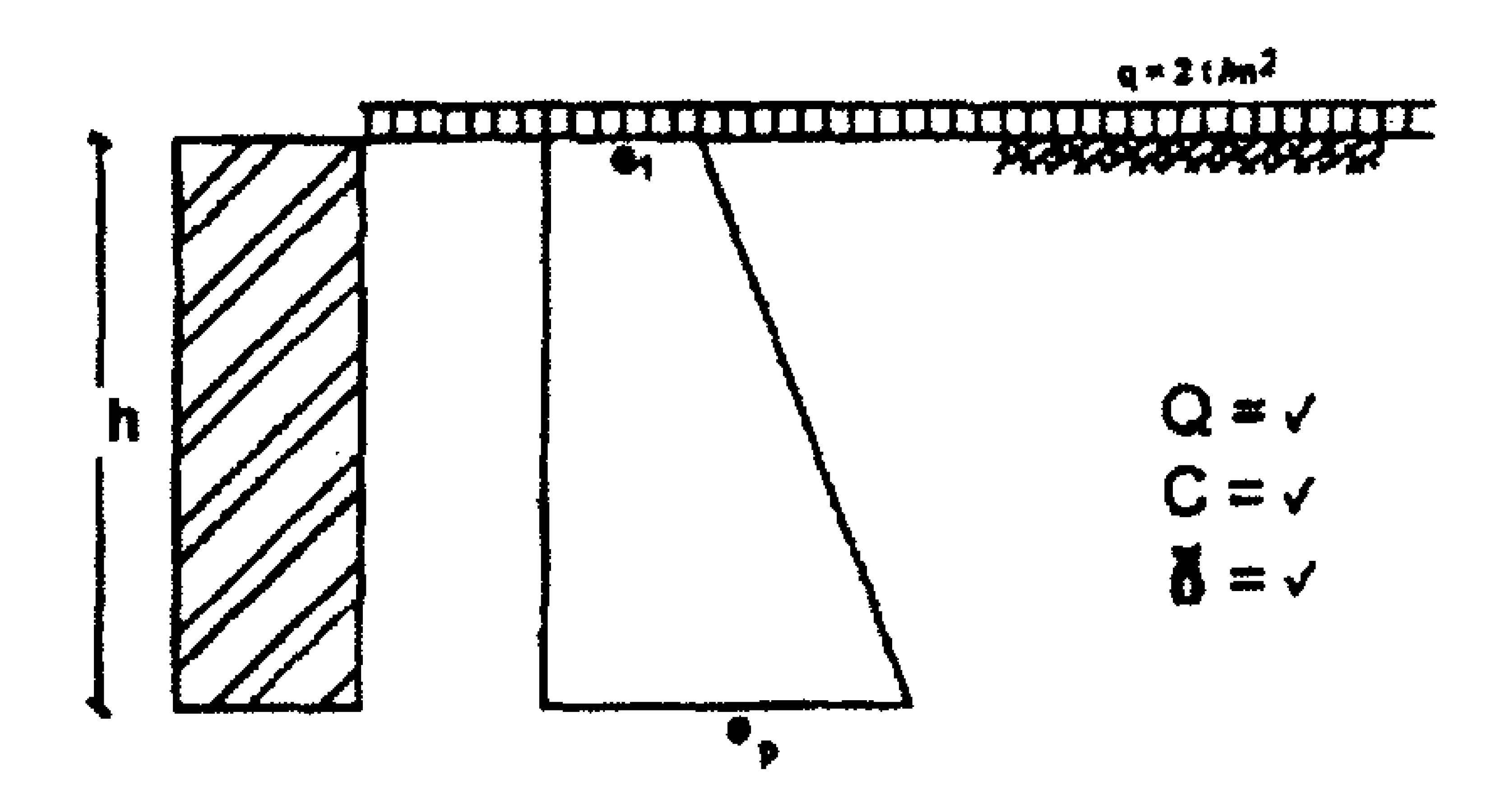
(ب) في حالة التربة المقاومة

$$e_1 = qK_p + 2C\sqrt{K_p}$$
$$e_p = (\gamma h + q)K_p + 2C\sqrt{K_p}$$

(ج) حالة وجود مستوى مياه جوفية

$$e_a = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$
$$e_1 = -2C\sqrt{K_a}$$
$$e_2 = \gamma_{\text{dry}} h_1 K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

حيث e_2 يمكن أن تكون موجبة أو سالبة.

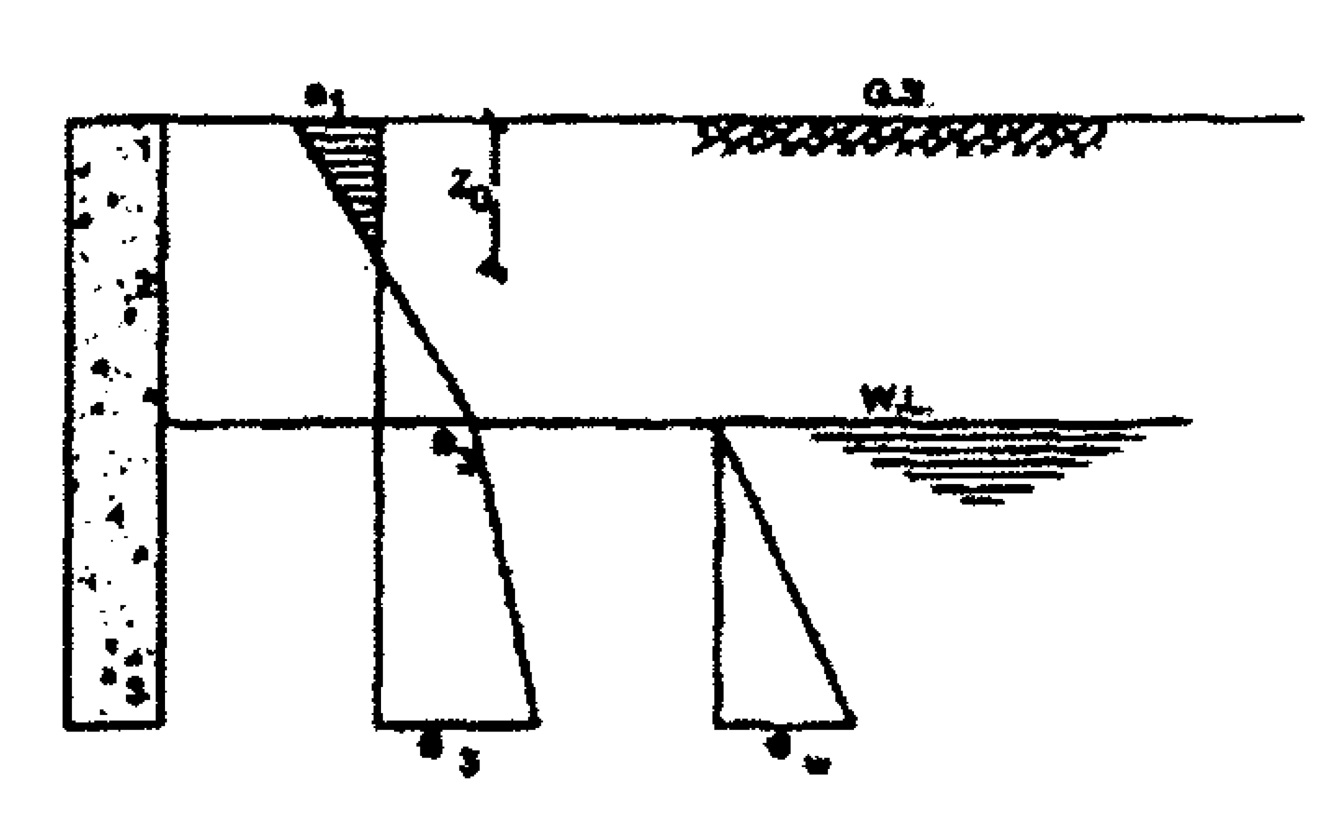


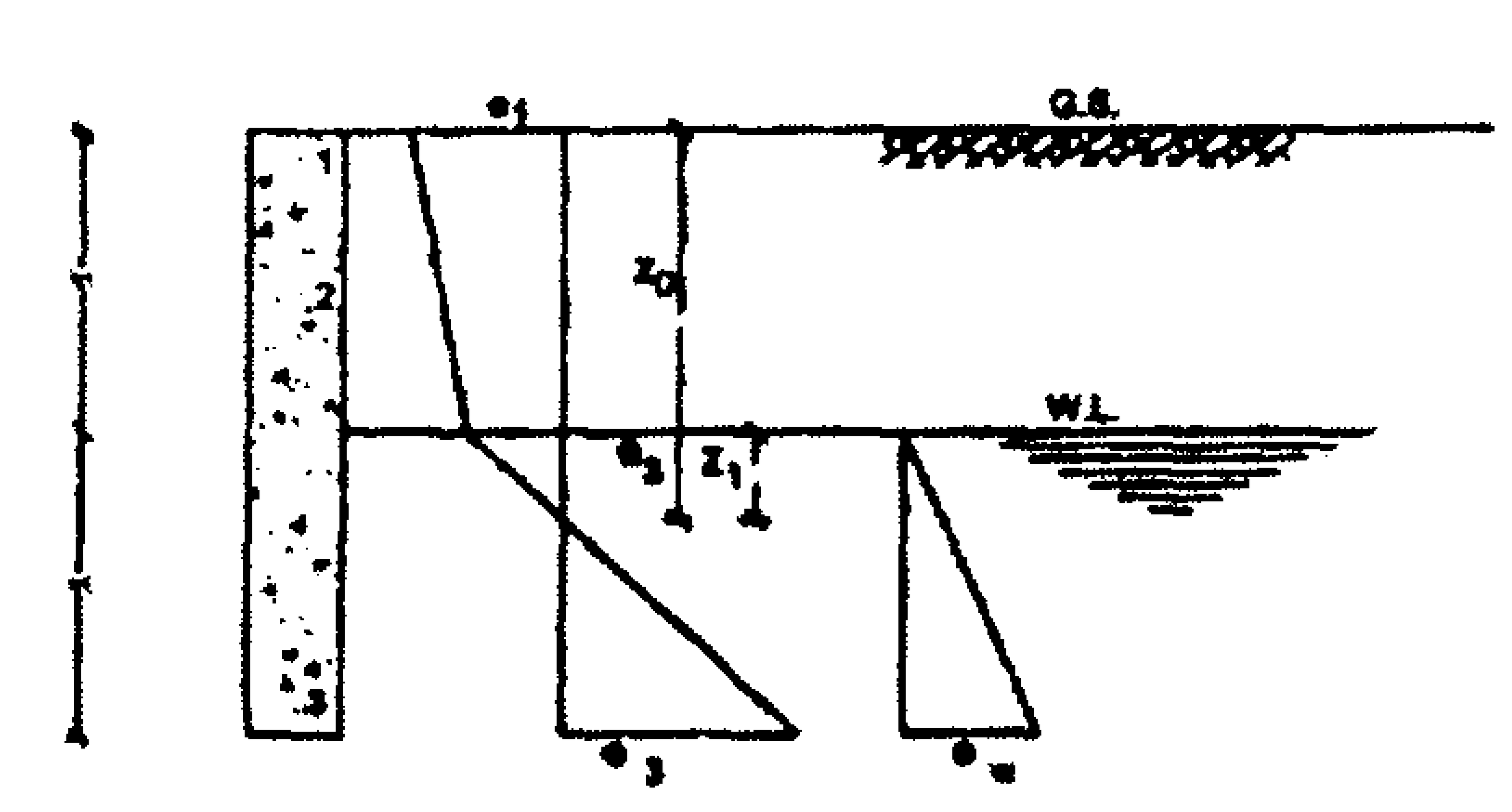
الشكل ٢-٥٠: توزيع قوى ضغط التربة

إن شروخ الشد يمكن أن تتشكل أسفل سطح منسوب المياه الجوفية :

$$Z_o \not> \frac{h}{2}$$

$$e_3 = \left(\gamma_{\text{dry}} h_1 + \gamma_{\text{sub}} h_2\right) K_a - 2C\sqrt{K_a}$$



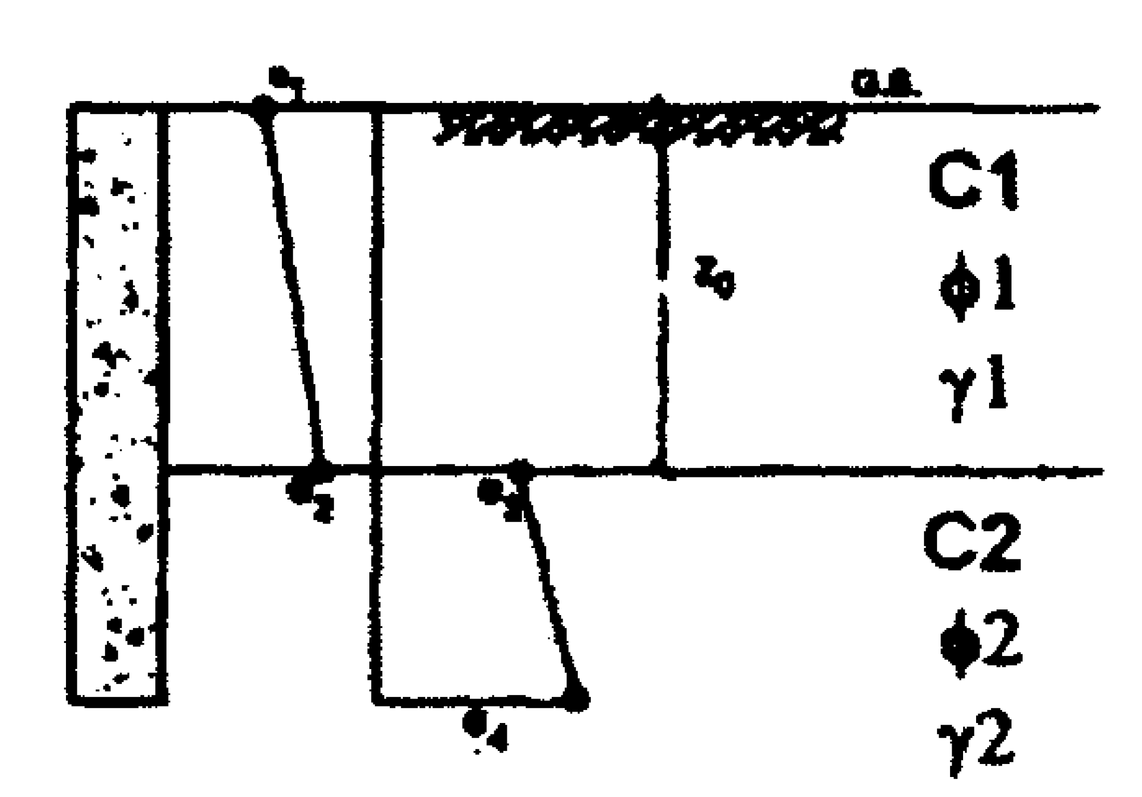


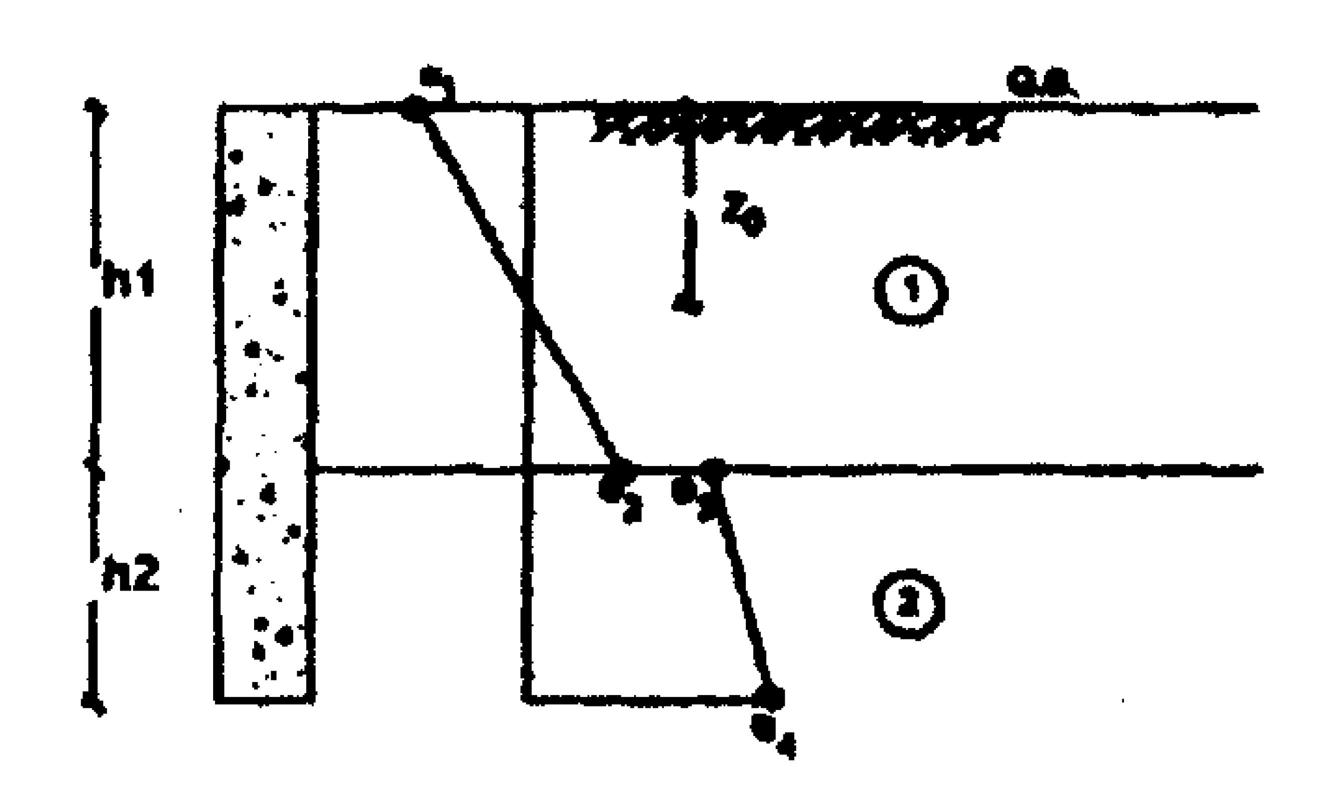
الشكل ٢-٥١: توزيع قوى الضغط العرضية للتربة والمياه الجوفية

ملاحظة

إذا كان $Z_o > h_1$ فإننا نحصل على Z_1 ، $Z_{o(\text{act})} = h_1 + Z_1$.

(د) حالة تربة متعددة الطبقات





الشكل ٢-٥٢: مخطط توزيع القوى الفعالة

الطبقة الأولى

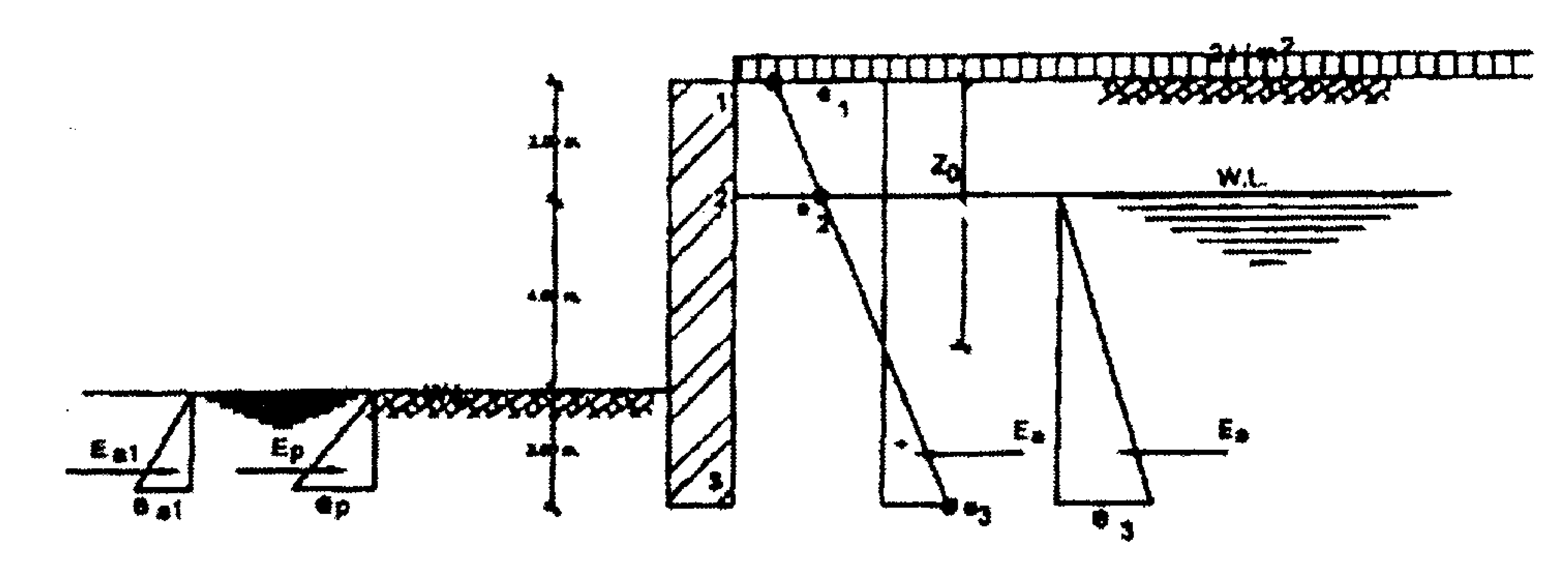
$$e_a = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$
$$e_1 = -2C_1\sqrt{K_{a1}}$$
$$e_2 = \gamma_1 h_1 K_{a1} - 2C_1\sqrt{K_{a1}}$$

حيث e_2 يمكن أن تكون موجبة أو سالبة.

الطبقة الثانية

$$e_a = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$
$$e_3 = \gamma_1 h_1 K_{a2} - 2C_2\sqrt{K_{a2}}$$
$$e_4 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) K_{a2} - 2C\sqrt{K_{a2}}$$

مثـــال ٢ـ٢



الشكل ٢-٥٣: توزيع قوى ضغط التربة على الحائط

للحائط الساند الموضح بالشكل ٢-٥٣ ارسم شكل الضغط الفعال والضغط المقاوم إذا كانت حـالات التربة كما يلي:

(أ) حالة تربة طميية:

$$\phi = 20^\circ \text{ ، } C = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

(أعلى منسوب سطح المياه الجوفية) $\gamma = 1.65 \text{ t/m}^3$

(أسفل منسوب سطح المياه الجوفية) $\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$

(ب) حالة تربة طينية:

$$\phi = 0 \text{ ، } C = 0.2 \text{ kg/cm}^2$$

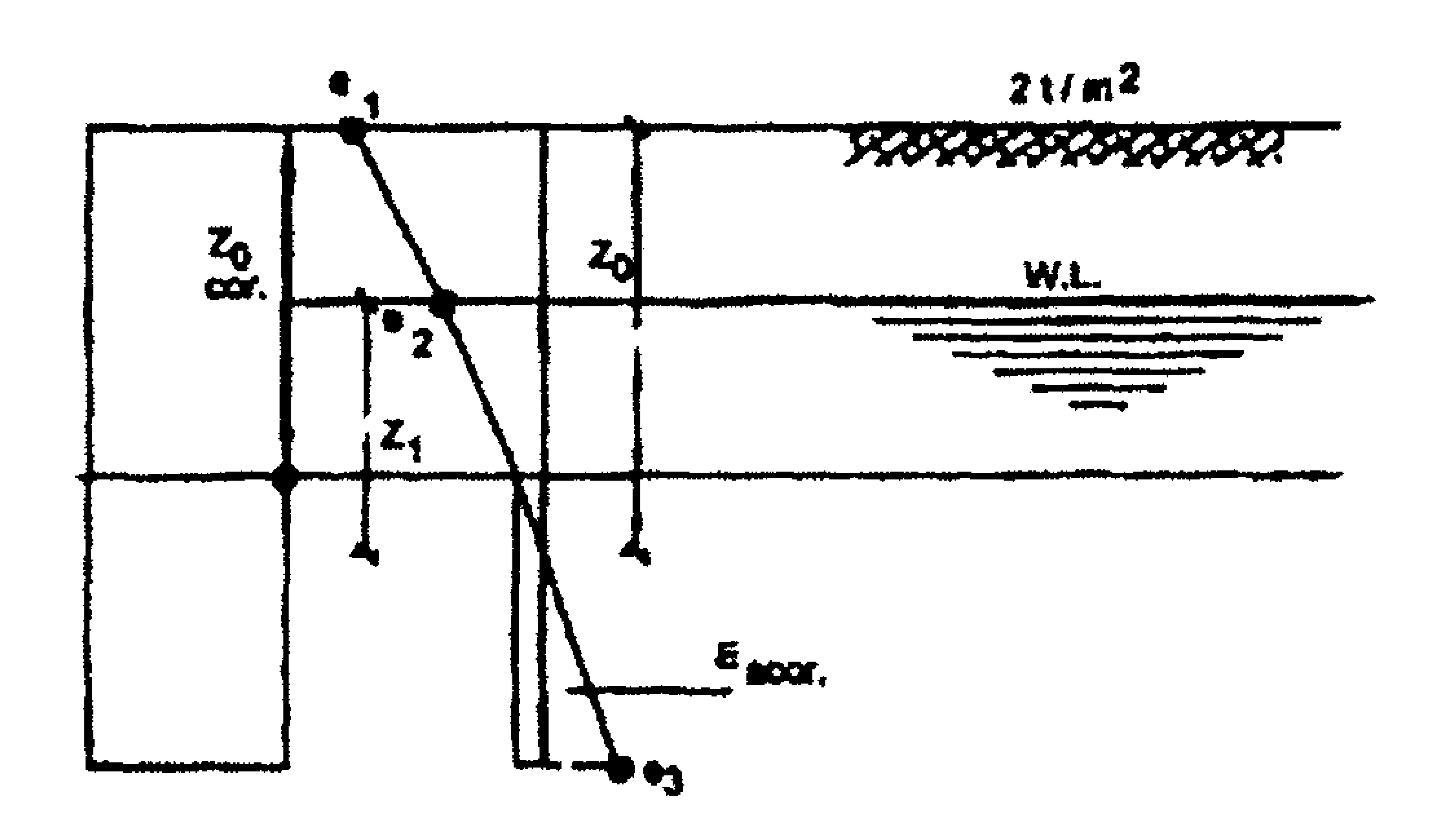
(أعلى منسوب سطح المياه الجوفية) $\gamma = 1.7\ t/m^3$

(أسفل منسوب سطح المياه الجوفية) $\gamma = 1.9\ t/m^3$

الحــل

(أ) حالة تربة طميية $C-\phi$

$(\text{A})_a$



الشكل ٢-٥٤: توزيع قوى الضغط

$$\phi = 20° \text{ ، } C = 3.0\ t/m^2$$

$$K_a = \frac{1-sin20}{1+sin20} = 0.49$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 2.04$$

$$e_a = (q+\gamma h)K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$e_{a1} = (2+0)\times 0.49 - 2\times 3\sqrt{0.49} = -3.22\ t/m^2$$

$$e_{a2} = (2+2\times 1.65)\times 0.49 - 2\times 3\sqrt{0.49} = -1.6\ t/m^2$$

$$e_{a3} = (2+2\times 1.65+6\times 0.85)\times 0.49 - 2\times 3\sqrt{0.49} = 0.9\ t/m^2$$

$$e_w = \gamma_w h_w = 1\times 6 = 6\ t/m^2$$

عند $Z_o \leftarrow e_a = 0$.

$$0 = (2+1.65Z_o)\times 0.49 - 2\times 3\sqrt{0.49}$$

$$\therefore\ Z_o = 3.98 \approx 4.0\ m$$

حتى نحصل على $Z_{o_{act.}}$ عند $e_a = 0$ فإننا نحصل على قيمة Z_1 كالآتي:

$$0 = (2 + 1.65 \times 2 + 0.85 \times Z_1) \times 0.49 - 2 \times 3\sqrt{0.49}$$

$$\therefore \quad Z_1 = 3.84 \text{ m}$$

$$Z_{o_{act.}} = 2.0 + 3.84 = 5.84 > 4 \text{ m} > \frac{h}{2}$$

$$\because \quad Z_o > 4 \text{ m}$$

$$\therefore \text{عند عمق} = \frac{h}{2} = \frac{8}{2} = 4.0 \text{ m}$$

نرسم خط موازي لسطح الأرض الطبيعية يقطع ضغط التربة عند نقطة ϕ. وللحصول على X من e_a عند عمق يساوي 4.0 m.

$$X = (2 + 2 \times 1.65 + 2 \times 0.85) \times 0.49 - 2 \times 3\sqrt{0.49} = -0.77$$

$$e_{a_3}(\text{cor.}) = 0.9 + 0.77 = 1.67 \text{ t/m}^2$$

$$E_a(\text{cor.}) = \frac{1}{2} \times 1.67 \times 4 = 3.34 \text{ t/m}'$$

ملاحظة

في حالة $Z_o > h/2$ وباستخدام الطريقة التقريبية افترض أن γ ثابتة، وفي هذه الحالة فإن E_a المصححة نحصل عليها بحساب الزيادة في X كما حدث في المثال السابق ولا حاجة لحساب قيمة $Z_{act.}$.

ونستطيع أن نحصل على Z_1 باستخدام الصيغة التالية:

$$\frac{Z_1}{e_2} = \frac{h - Z_1}{e_3}$$

$$Z_1 e_3 = e_2 h - Z_1 e_2$$

$$Z_1 (e_3 + e_2) = e_2 h$$

$$Z_1 = \frac{e_2 h}{e_2 + e_3}$$

$$e_p = \gamma h K_p + 2C\sqrt{K_p}$$

$$= 0.85 \times 2 \times 2.04 + 2 \times 3\sqrt{2.04}$$

$$= 12.04 \text{ t/m}^2$$

الشكل ٢-٥٥: حساب X من مثلث ضغط التربة

$$e_{w_1}=\gamma_w h_w=1\times 2.0=2.0\ \text{t/m}^2$$

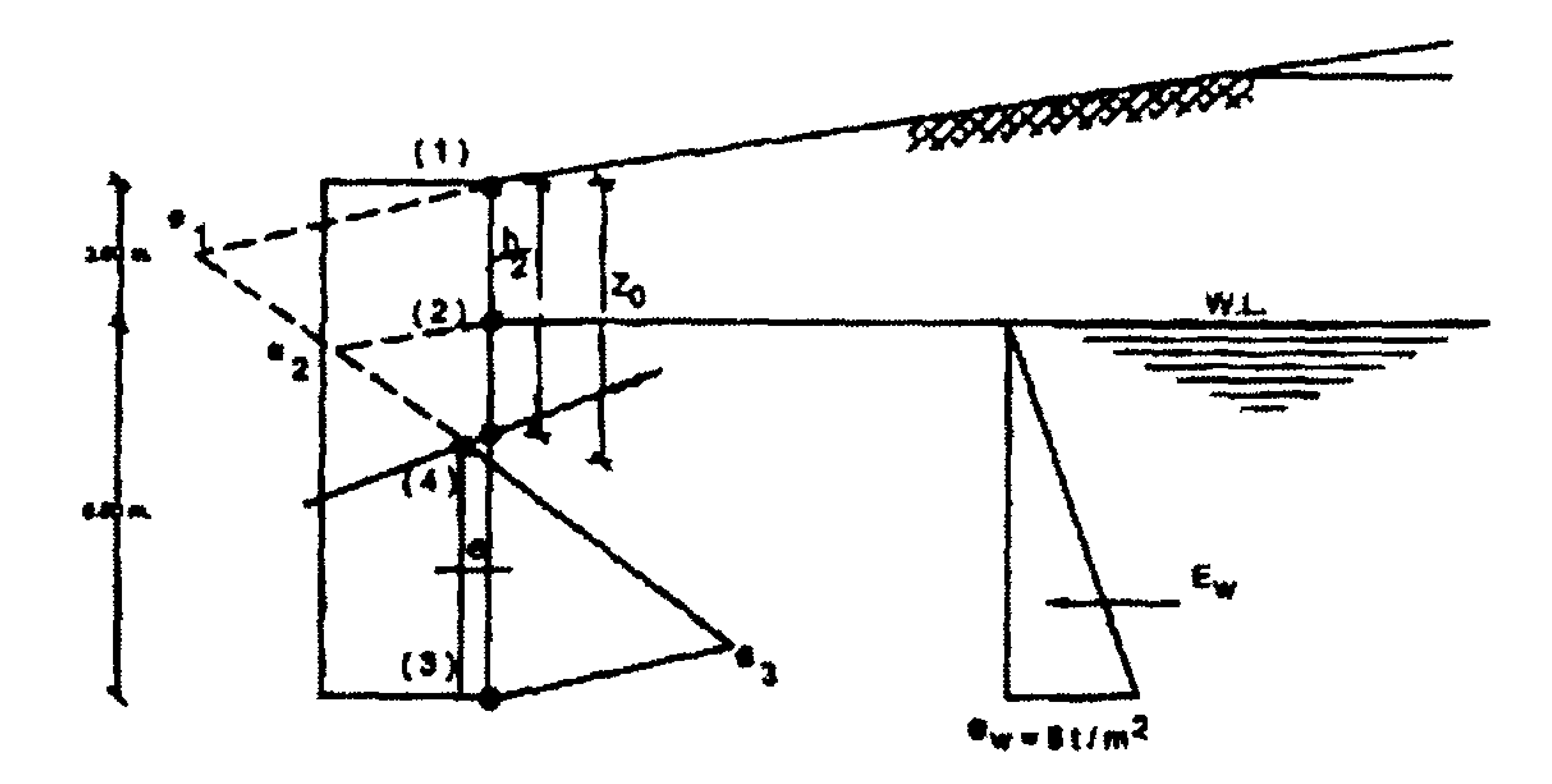
ملاحظة

لكل الحالات الأربعة فإن:

$$e_p=12.04\ \text{t/m}^2,\qquad e_{w_1}=2.0\ \text{t/m}^2$$

لأنه لم يحدث تغيير في شكل التربة خلف الحائط الساند في أي حالة من الحالات الأربع.

$(\mathbf{A})_c$



الشكل ٢-٥٦: مثلث توزيع ضغط التربة والمياه

$$K_a=\cos i\frac{\cos i-\sqrt{\cos^2 i-\cos^2\phi}}{\cos i+\sqrt{\cos^2 i-\cos^2\phi}}=0.53$$

$$e_a=(q+\gamma h)K_a-2C\sqrt{K_a}$$

$$e_{a_1}=(0+0)K_a-2\times 3\sqrt{0.53}=-4.4\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2}=(0+2\times 1.65)\times 0.53-2\times 3\sqrt{0.53}=-2.62\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_3}=(0+2\times 1.65+6\times 0.85)\times 0.53-2\times 3\sqrt{0.53}=0.089\ \text{t/m}^2\approx 0.1\ \text{t/m}^2$$

عند $e_a=0$ فإن:

$$0=(0+Z_o\gamma)K_a-2C\sqrt{K_a}$$

$$Z_o=\frac{2C\sqrt{K_a}}{\gamma K_a}=\frac{2\times 3\sqrt{0.53}}{1.6\times 0.53}=5.15\ \text{m}>\frac{h}{2}$$

$$\because \quad Z_o > \frac{8}{2}\ \text{m}$$

$$\therefore \text{عند عمق} = \frac{h}{2} = \frac{8}{2} = 4.0\ \text{m}$$

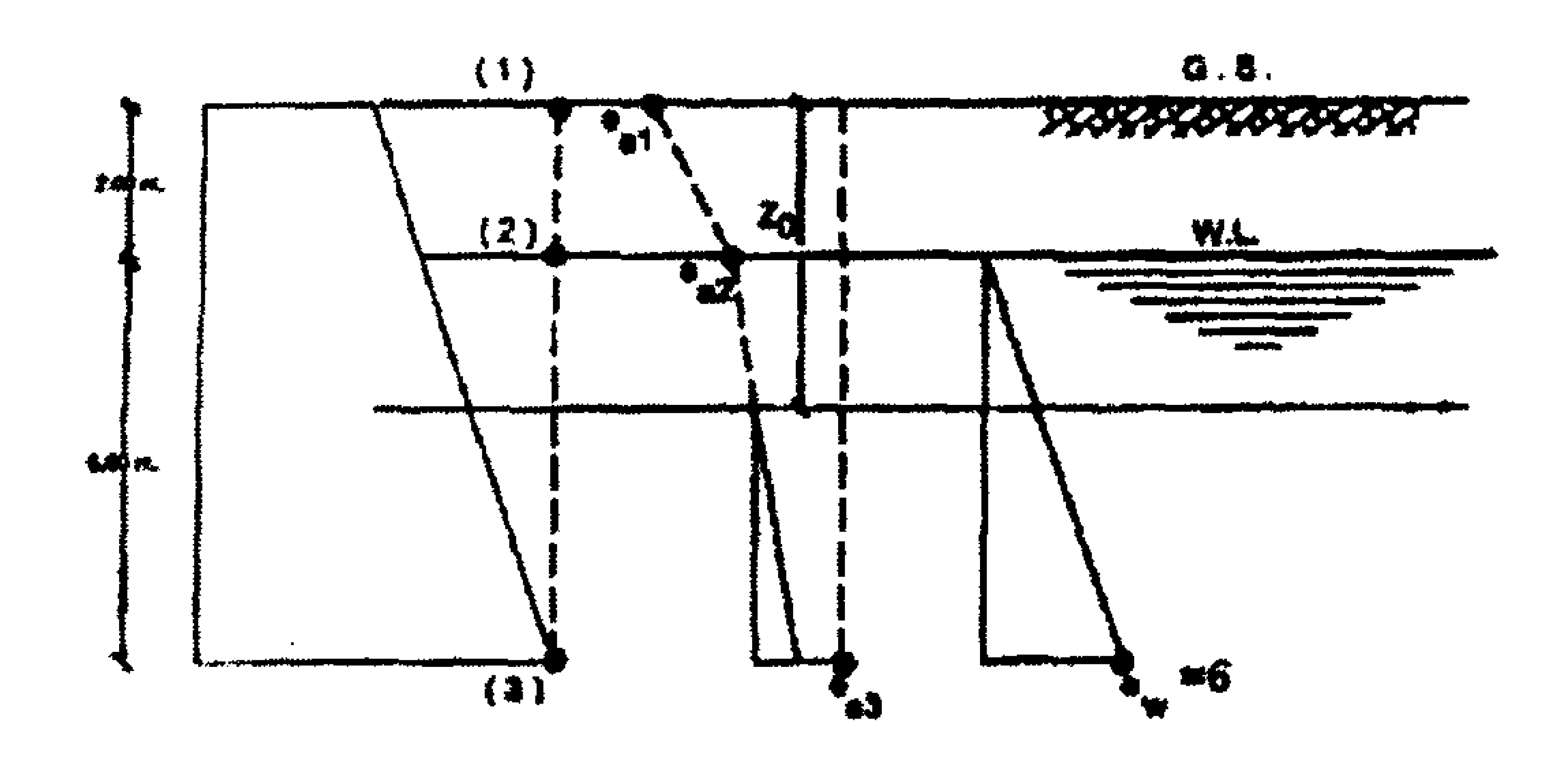
ارسم خط موازي لسطح التربة يقطع ضغط التربة عند النقطة 4. للحصول على x من e_a على عمق يساوي 4.0 m.

$$X = e_a = (0 + 2\times1.65 + 2\times0.85)\times0.53 - 2\times3\sqrt{0.53}$$

$$= -1.72\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_3}(\text{cor.}) = 1.72 + 0.1 = 1.82\ \text{t/m}^2$$

$(\mathbf{A})_b$



الشكل ٢-٥٧: ضغوط التربة والمياه خلف الحائط

$$E_{aT} = E_w - E_a(\text{cor.})$$

$$K_a = 0.49$$

$$e_a = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$e_{a_1} = 0 - 2\times3\sqrt{0.49} = -4.2\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (1.65\times2\times0.49) - 4.2 = -2.6\ \text{t/m}^2$$

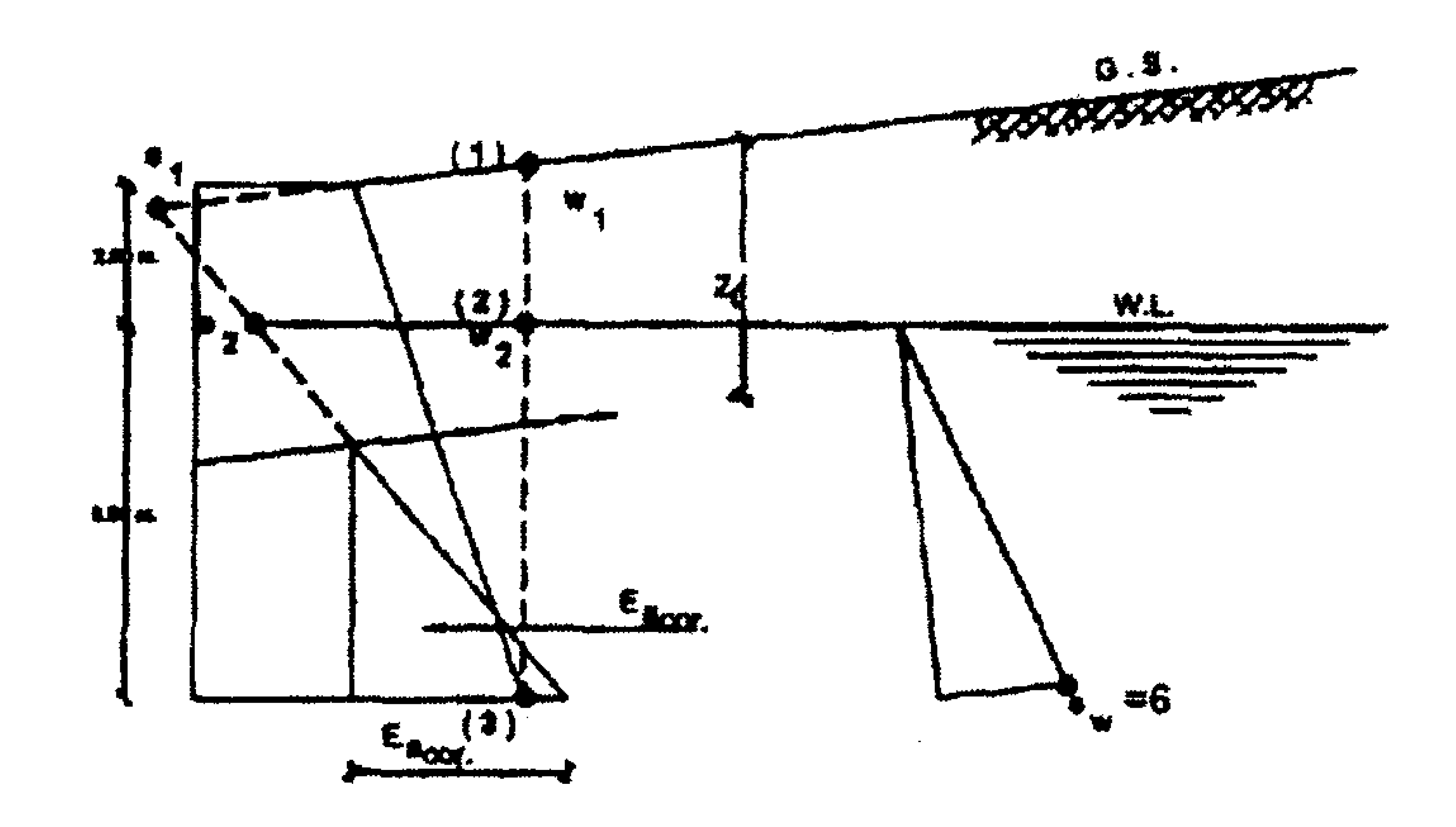
$$e_{a_3} = (1.65\times2 + 0.85\times6)\times0.49 - 4.2 = -0.08\ \text{t/m}^2$$

$$Z_o = \frac{2C\sqrt{K_a}}{\gamma K_a} = 5.4\ \text{m} > \frac{h}{2}$$

$$X = (1.65\times2 + 0.85\times2)\times0.49 - 4.2 = 1.75\ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_3}(\text{cor.}) = 1.75 - 0.08 = 1.67\ \text{t/m}^2$$

$(\mathbf{A})_d$



الشكل ٢-٥٨: شكل مخطط توزيع قوى ضغط التربة والمياه في الحالة $(\mathbf{A})_d$

$$E_{aT} = E_a(\text{cor.}) + E_w$$

$$K_a = 0.53$$

$$e_a = \gamma h K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$e_{a_1} = 0 - 2\times 3\sqrt{0.53} = -4.4 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (1.65\times 2.353)\times 0.35 - 4.4 = -0.49 \ \text{t/m}^2$$

حيث $h_1 = 2.353\ \text{m}$ كما سبق.

$$e_{a_3} = (1.65\times 2.353 + 0.85\times 6)\times 0.49 - 4.4 = 0.4 \ \text{t/m}^2$$

$$Z_o = \frac{2C\sqrt{K_a}}{\gamma K_a} = 5.15\ \text{m} > \frac{h}{2}$$

$$\therefore \ Z_o(\text{cor.}) = 4.0\ \text{m}$$

$$X = (1.65\times 2.353 + 0.85\times 1.647)\times 0.53 - 4.4 = -0.08 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_3}(\text{cor.}) = 1.6 + 0.4 = 2.0 \ \text{t/m}^2$$

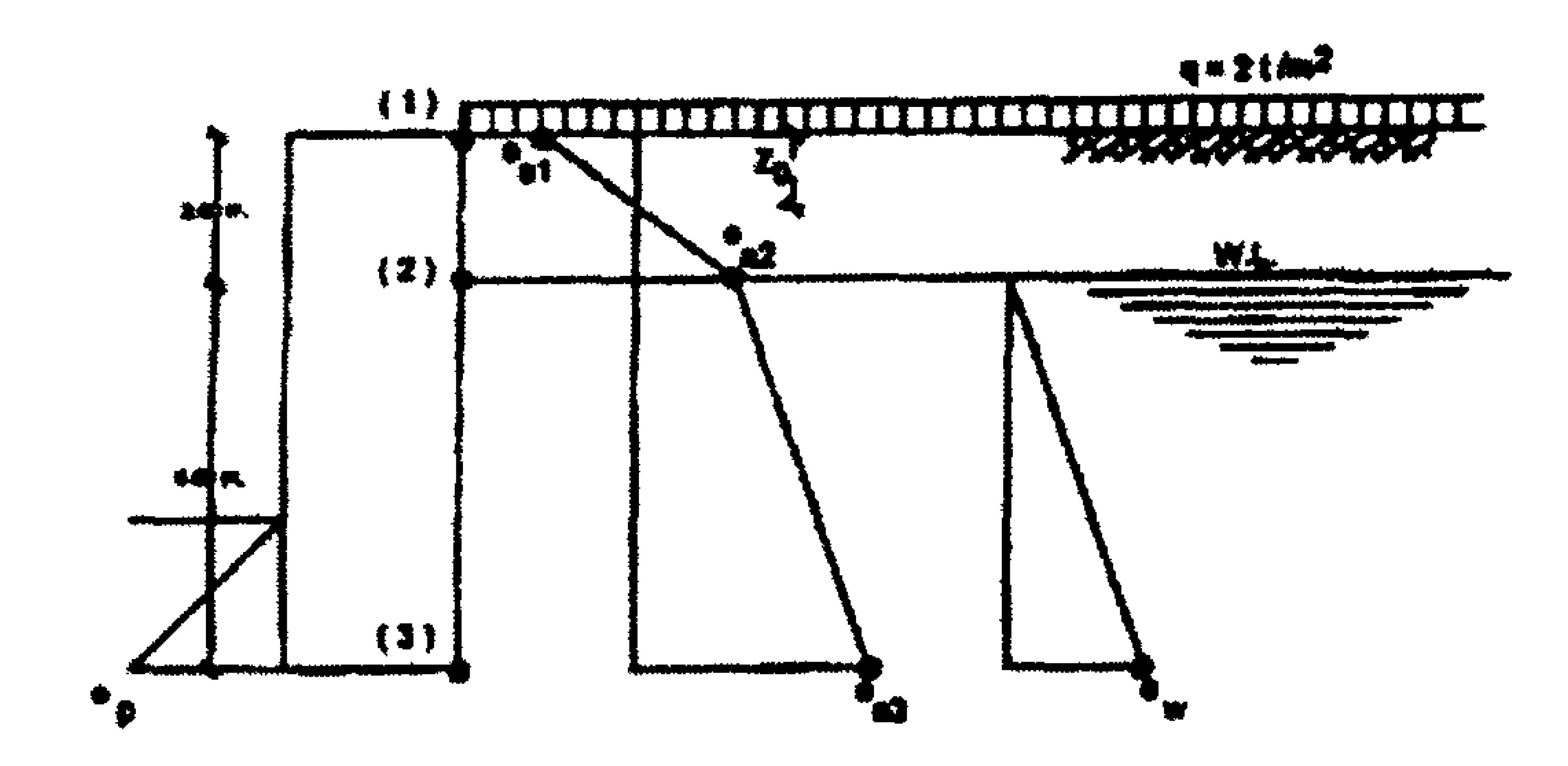
(ب) حالة تربة طينية $C-\phi$

$$C = 0.2\ \text{kg/cm}^2 = 2.0\ \text{t/m}^2, \qquad \phi = 0$$

$\gamma = 1.7\ \text{t/m}^3$ (أعلى منسوب المياه الجوفية)

$\gamma = 1.9\ \text{t/m}^3$ (أسفل منسوب المياه الجوفية)

الحالة A



الشكل ٢-٥٩: مخطط توزيع قوى الضغط للتربة والمياه

$$K_a = K_p = 1.0$$
$$e_a = q + \gamma h - 2C$$
$$e_{a_1} = 2 + 0.0 - 2\times 2 = -2.0 \text{ t/m}^2$$
$$e_{a_2} = 2 + 1.7\times 2 - 4 = 1.4 \text{ t/m}^2$$
$$e_{a_3} = 2 + 1.7\times 2 + 0.9\times 6 - 4 = 6.8 \text{ t/m}^2$$

عند $e_a = 0$ فإن:

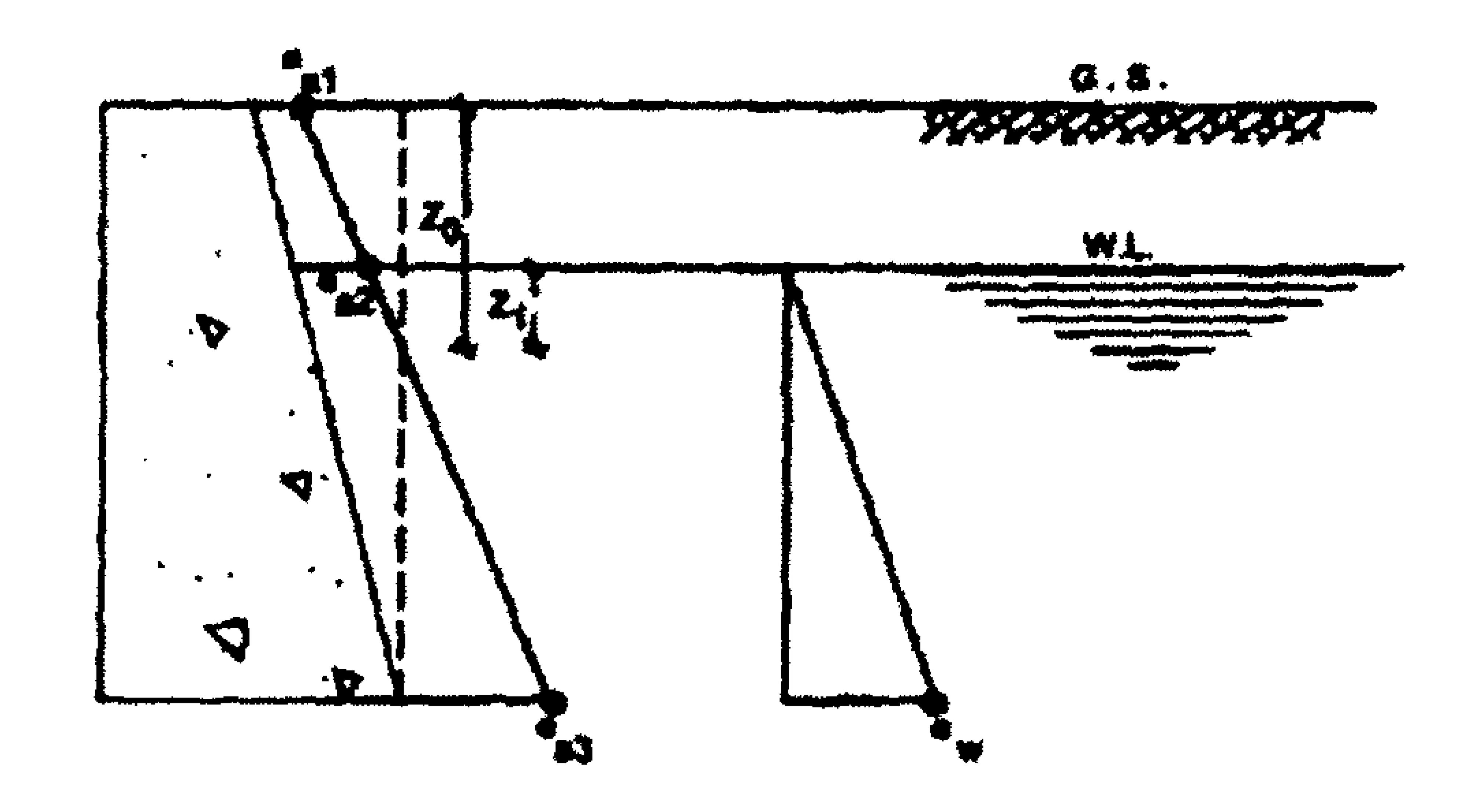
$$Z_o = \frac{2C - q}{\gamma} = \frac{4-2}{1.7} = 1.2 \text{ m}$$

$$Z_o < \frac{h}{2} < 2.0 \text{ m}$$ (آمن)

$$e_p = \gamma h + 2c = 0.9\times 2 + 2\times 2 = 5.8 \text{ t/m}^2$$
$$e_w = \gamma_w h_w = 1.0\times 6 = 6 \text{ t/m}^2$$
$$e_{w_1} = \gamma_w h_w = 1.0\times 2 = 2 \text{ t/m}^2$$

الحالة B

$$K_a = K_p = 1.0$$
$$e_a = \gamma h - 2C$$
$$e_{a_1} = 0.0 - 2\times 2 = -4.0 \text{ t/m}^2$$
$$e_{a_2} = 1.7\times 2 - 4 = -0.6 \text{ t/m}^2$$
$$e_{a_3} = 1.7\times 2 + 0.9\times 6 - 4 = 4.8 \text{ t/m}^2$$



الشكل ٢-٦٠: مخطط توزيع قوى الضغط

عند $e_a = 0$ فإن:

$$Z_o = \frac{2C}{\gamma} = \frac{4}{1.7} = 2.4 \text{ m} > 2.0 \text{ m}$$

$$\therefore \quad \frac{Z_1}{e_2} = \frac{6 - Z_1}{e_3}$$

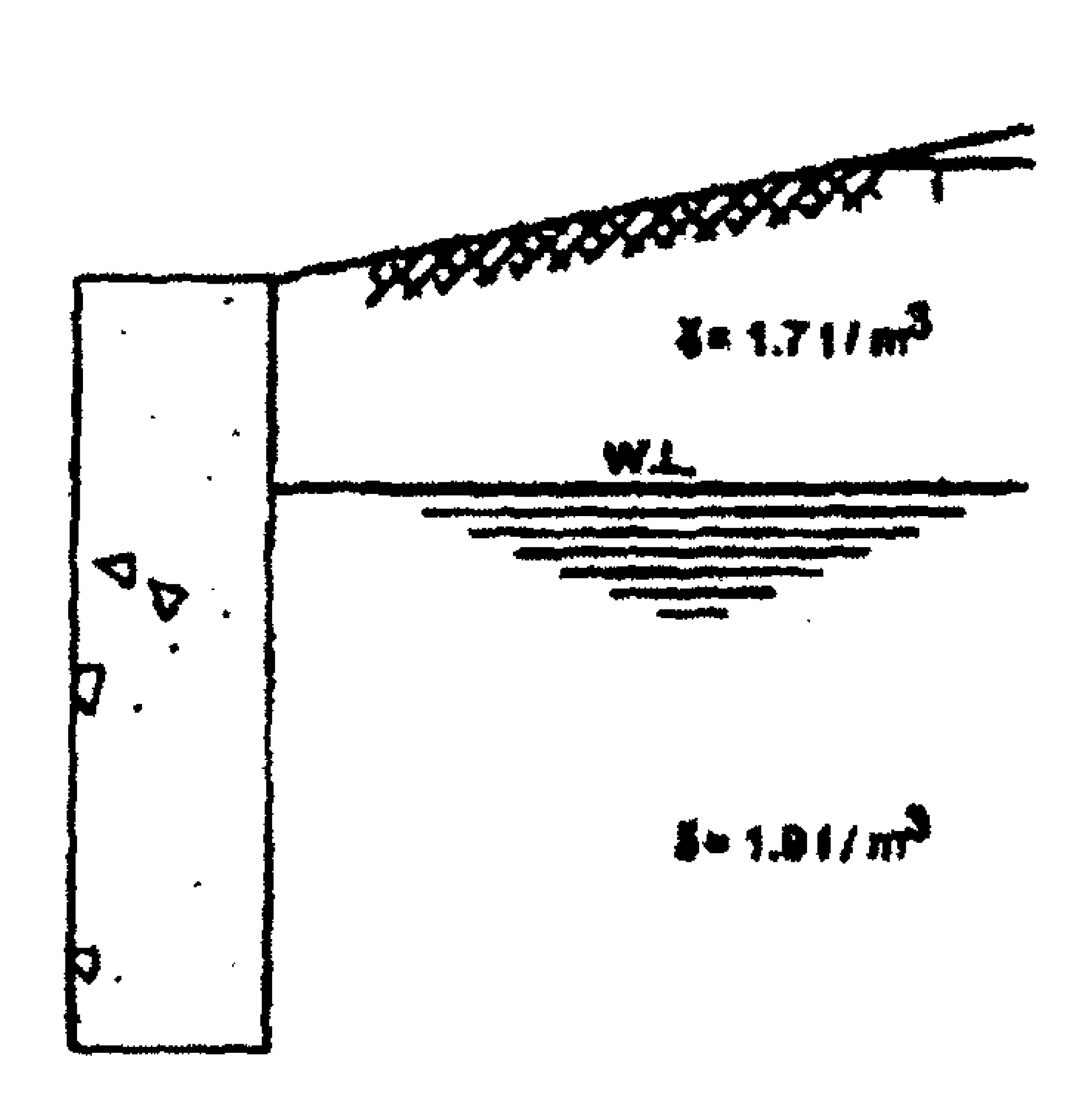
$$\therefore \quad Z_1 = \frac{0.6 \times 6}{0.6 + 4.8} = 0.67 \text{ m}$$

$$Z_o(\text{act.}) = 2 + 0.67 = 2.67 \text{ m} < \frac{h}{2}$$

$$e_p = 5.8 \text{ t/m}^2, \quad e_w = 6 \text{ t/m}^2, \quad e_{w_1} = 2 \text{ t/m}^2$$

في هذه الحالة سوف نأخذ w_1 مع قيمة $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ ، w_2 مع قيمة $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$.

الحالة C

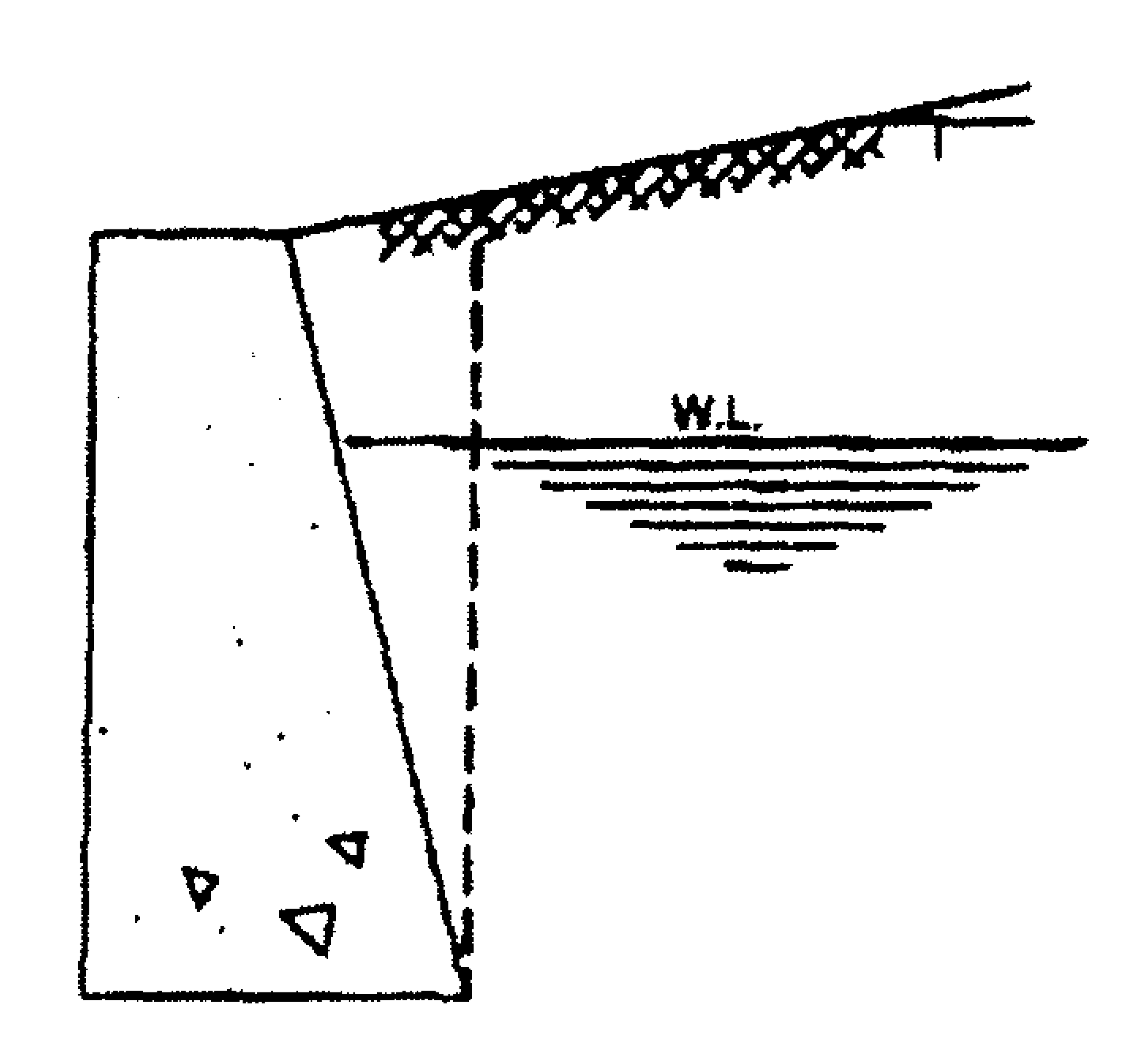


الشكل ٢-٦١: مخطط سطح الأرض ومنسوب المياه الجوفية خلف الحائط

$$i=10°, \quad \phi=0, \quad C=2\ \text{t/m}^2$$

وبما أن $i>\phi$ فإنه لا يمكننا استخدام نظرية رانكن، ولكن يمكن حلها باستخدام طريقة "دائرة الانهيار" rupture circle.

الحالة D



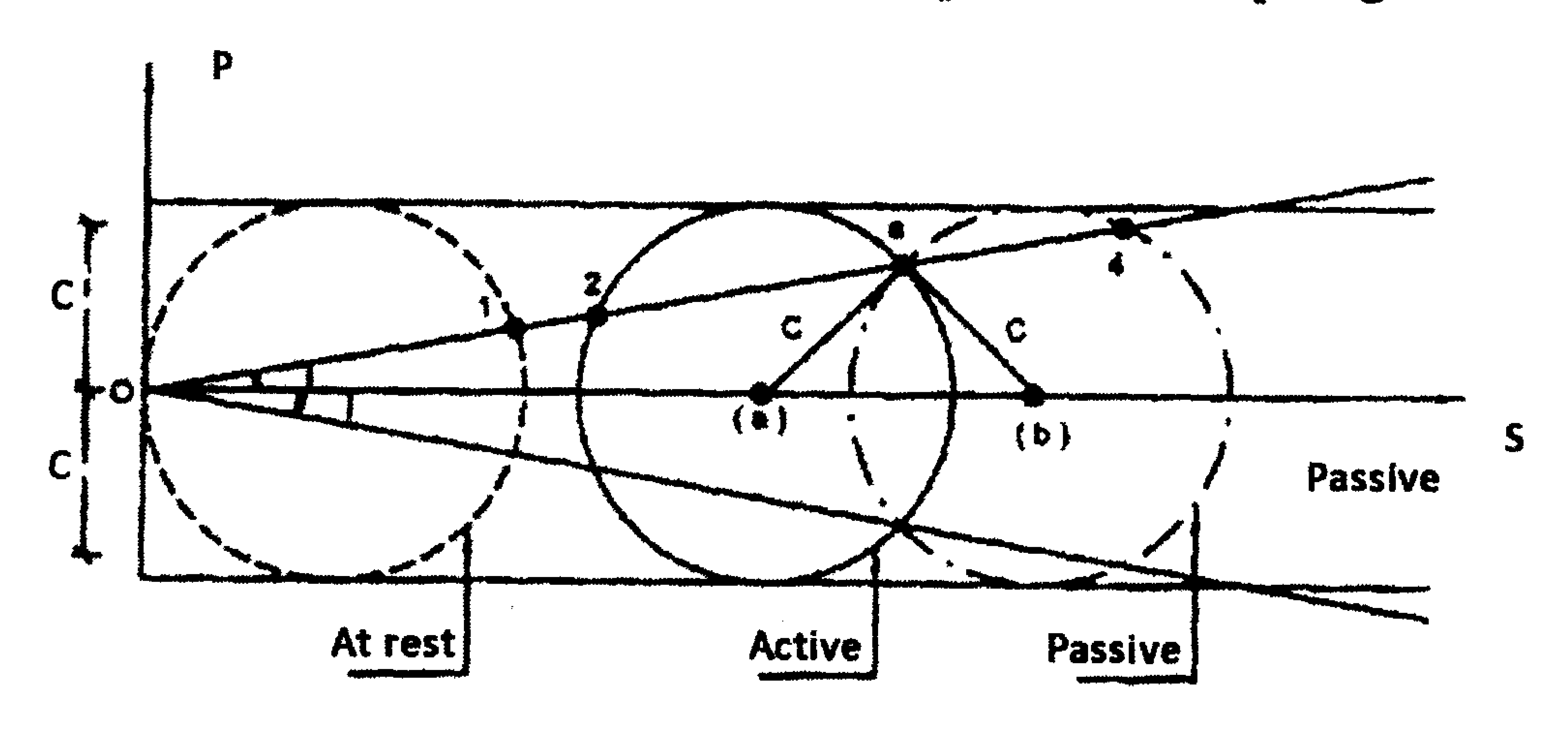
الشكل ٢-٦٢: مخطط سطح الأرض ومنسوب المياه خلف الحائط

$$i=10°, \quad \phi=0, \quad C=2\ \text{t/m}^2$$

وبما أن $i>\phi$ فإنه لا يمكننا استخدام نظرية رانكن، ولكن يمكن حلها باستخدام طريقة "دائرة الانهيار" rupture circle.

طريقة دائرة الانهيار

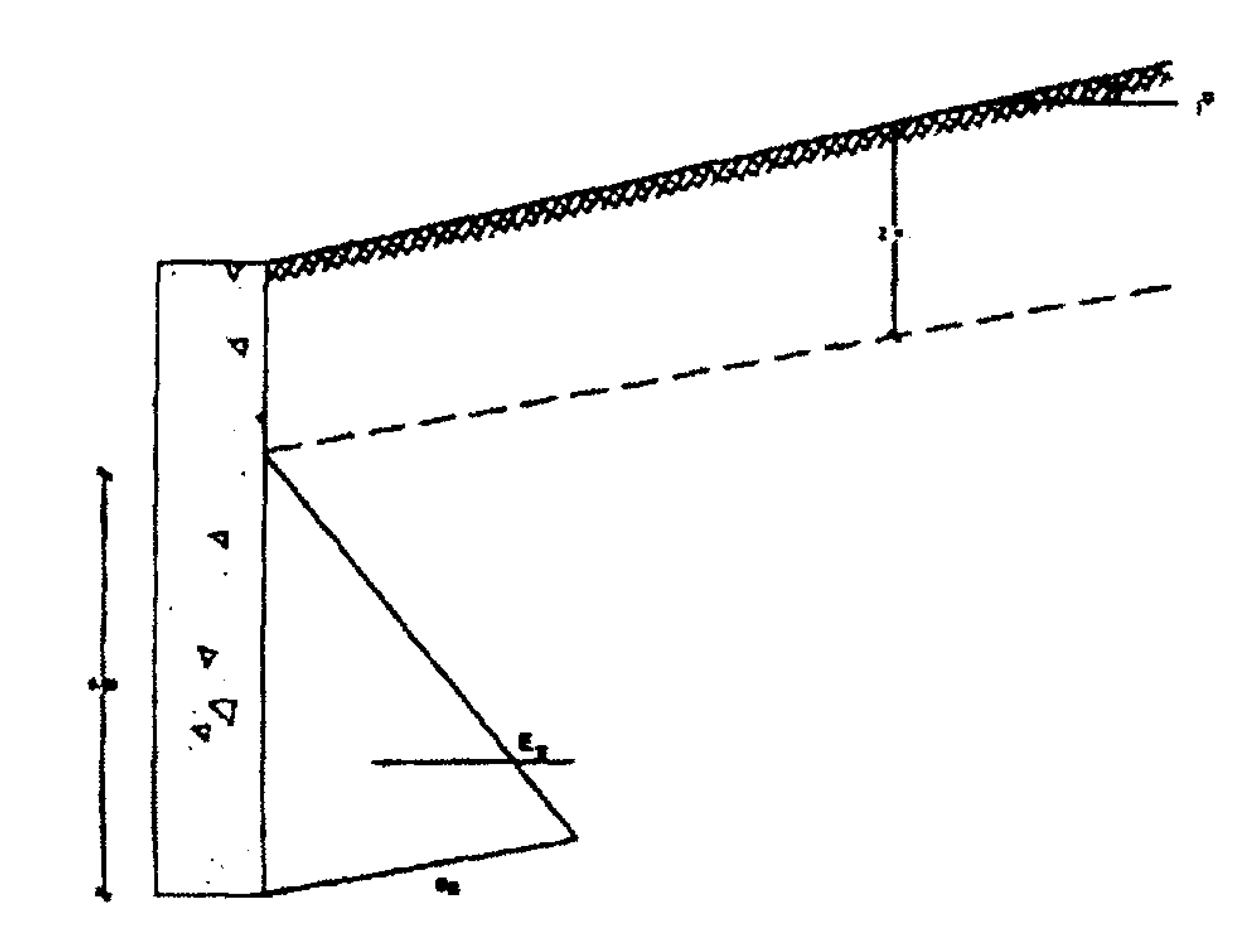
في حالة سطح أرضي مائل وحائط رأسي وتربة C متماسكة cohesive ذات قيمة $\phi=0$:



الشكل ٢-٦٣: مخطط دوائر الانهيار

(أ) في حالة التربة الفعالة

- من $0 \leftarrow 3 = \gamma h cos i$ ، من هذه النقطة نرسم قوسًا له نصف قطر يساوي C يقطع الخط الأفقي في مركز دائرة a.
- من $0 \leftarrow 2 = e_a$ نحصل على $e_a = ** \ t/m^2$.
- من $0 \leftarrow 1 = \gamma Z_o cos i$ ، نحصل على $Z_o = ** \, m$.



الشكل ٢-٦٤: شكل سطح الأرض ومثلث القوى خلف الحائط

$$E_a = \frac{1}{2} e_a (h - Z_o) \ t/m^\backslash$$

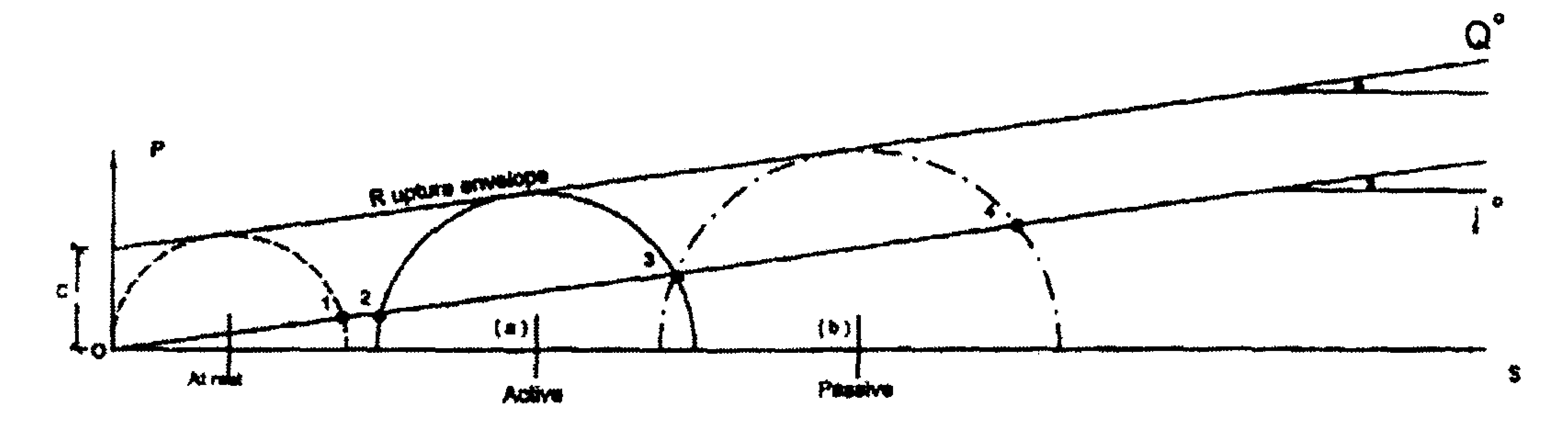
(ب) في حالة التربة المقاومة

- من $0 \leftarrow 3 = \gamma h cos i$ (معطى) نرسم دائرة مثل ما سبق.
- من $0 \leftarrow 4 = e_p$.

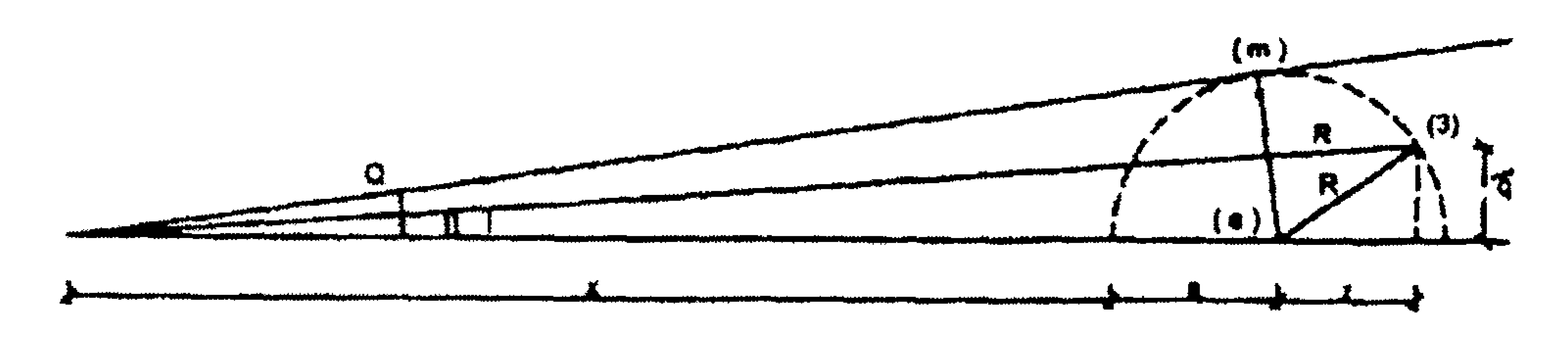
٢-٩-٢ حالة سطح أرضي مائل وحائط رأسي لتربة $C - \phi$ Sloping G.S & Vertical Wall

في حالة: $C_w = 0, \quad \phi^\backslash = 0$

- من $0 \leftarrow 3 = \gamma h cos i$. من النقطة 3 ارسم نصف قطر يقطع الأفقي في نقطة a ، ومن هذه النقطة التي لو رسمنا دائرة فإنها يجب أن تكون مماسة لغلاف الانهيار، ويمر بالنقطة 3 أو يتم حساب $\Delta(0-3-n)$.



الشكل ٢-٦٥: دوائر الانهيار



الشكل ٢-٦٦: دائرة الانهيار الخطوة الأولى

$$(X+R)+y=Lcosi \tag{٢-١}$$

$$L=\gamma hcosi$$

$$\bar{a}=Lsini \tag{٢-٢}$$

$$\Delta(0-m-a)$$

$$(X+R)sin\phi=R \tag{٢-٣}$$

$$\Delta(a-m-n)$$

$$R^2=Y^2+\bar{a}^2 \tag{٢-٤}$$

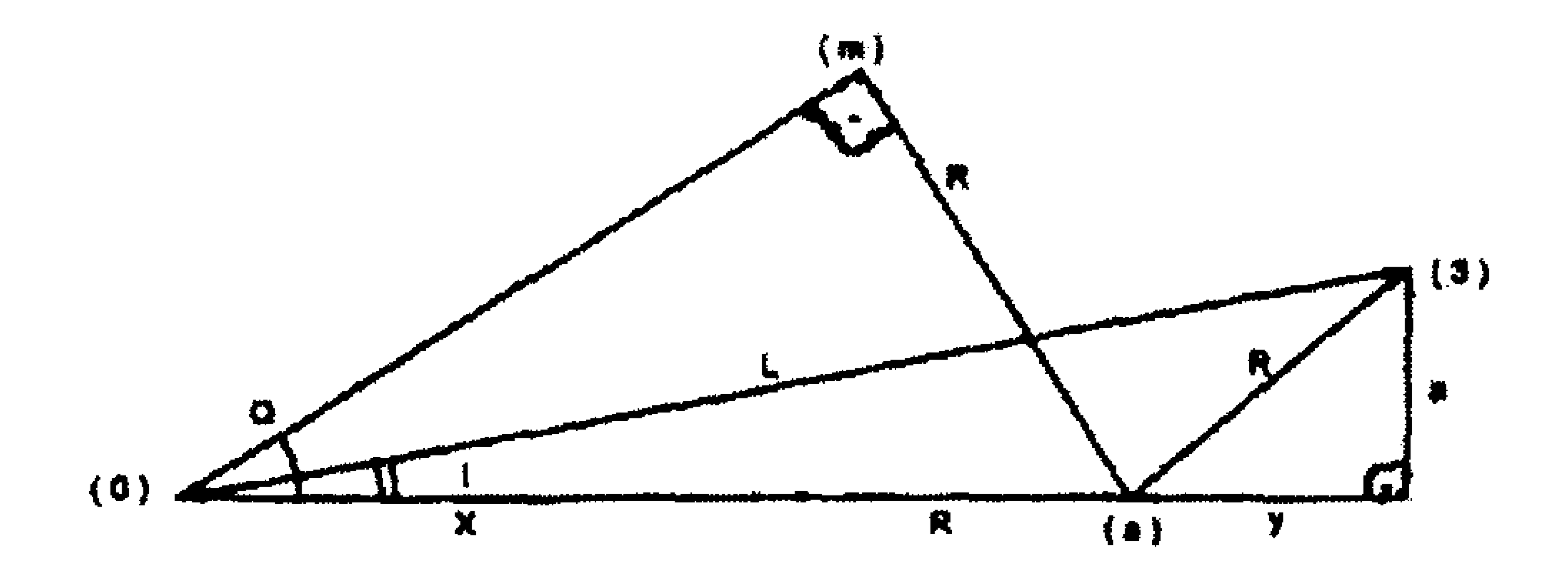
$$Y=\sqrt{R^2-\bar{a}^2}$$ (من المعادلة ٢-٤)

$$X+R=\frac{R}{sin\phi}$$ (من المعادلة ٢-٣)

$$\frac{R}{sin\phi}+\sqrt{R^2-(Lsini)^2}=Lcosi$$

يقطع الخط الأفقي عند النقطة a.

$$\because \quad \frac{R}{sin\phi}+\sqrt{R^2-(Lsini)^2}=Lcosi$$



الشكل ٢-٦٧: مثلثات القوى

$$\therefore \quad \frac{R^2}{(sin\phi)^2}+(Lcosi)^2-\frac{2RLcosi}{sin\phi}=R^2-(Lsini)^2$$

$$\therefore \quad C_1R^2-C_2R+C_3=0$$

$$R=\frac{+C_2+\sqrt{C_2^2-4C_1C_3}}{2C_1}$$

$$\therefore \quad R= ** \text{ m}$$

- $e_a=2\leftarrow 0$.
- $e_p=4\leftarrow 0$.

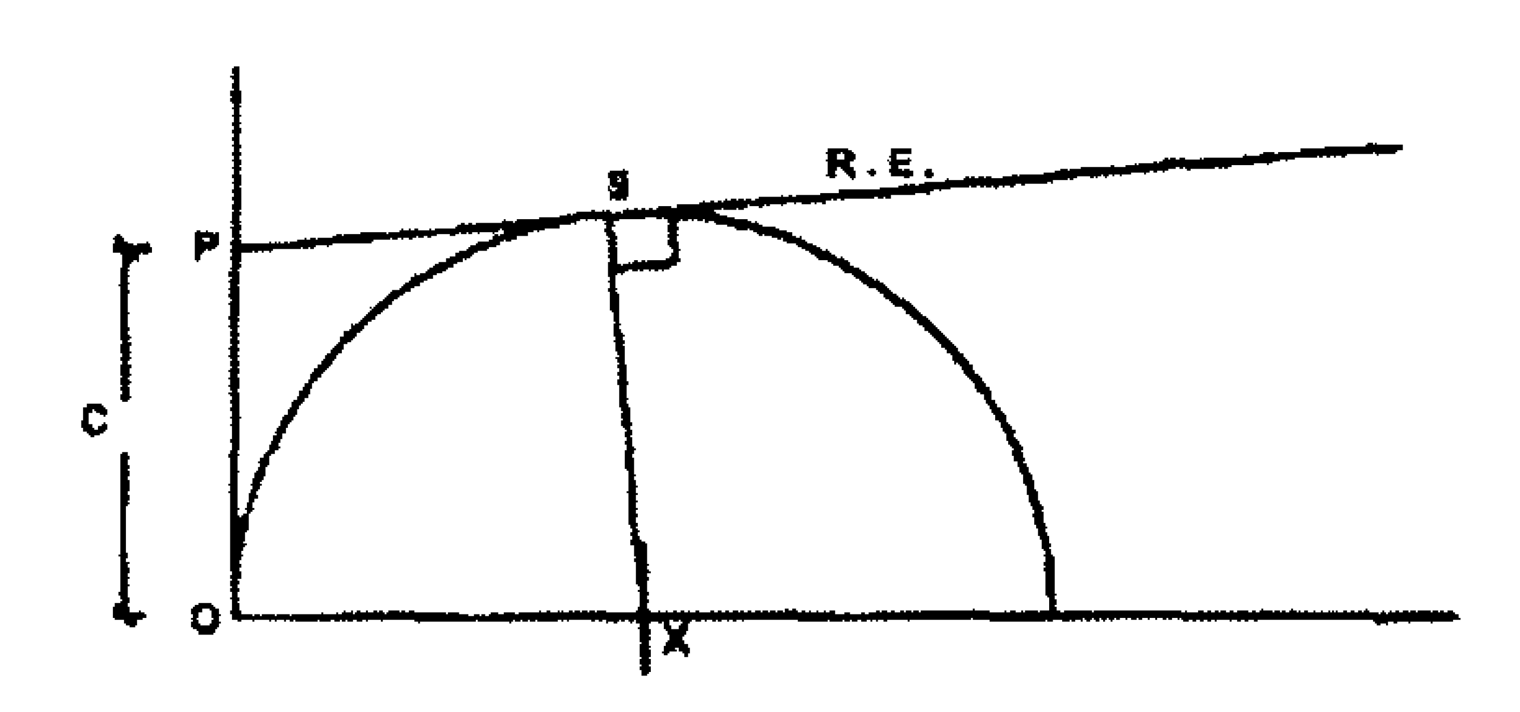
ونكمل الحل كالتالي.

لتحديد Z_o بطريقة المحاولة، ارسم دائرة مماسة لكل من النقطة O وغلاف الانهيار.

$$\therefore \quad 0\rightarrow 1=\gamma Z_o cosi$$

$$Z_o=\frac{(0-1)}{\gamma cosi}$$

أو ارسم الدائرة كما يلي: اختر نقطة P على أنها مركز ذو نصف قطر $=C$ يقطع $R.E$ غلاف الانهيار عند النقطة S، ومن النقطة S اصنع موازيًا يقطع الأفقي في مركز الدائرة x ثم ارسم الدائرة.



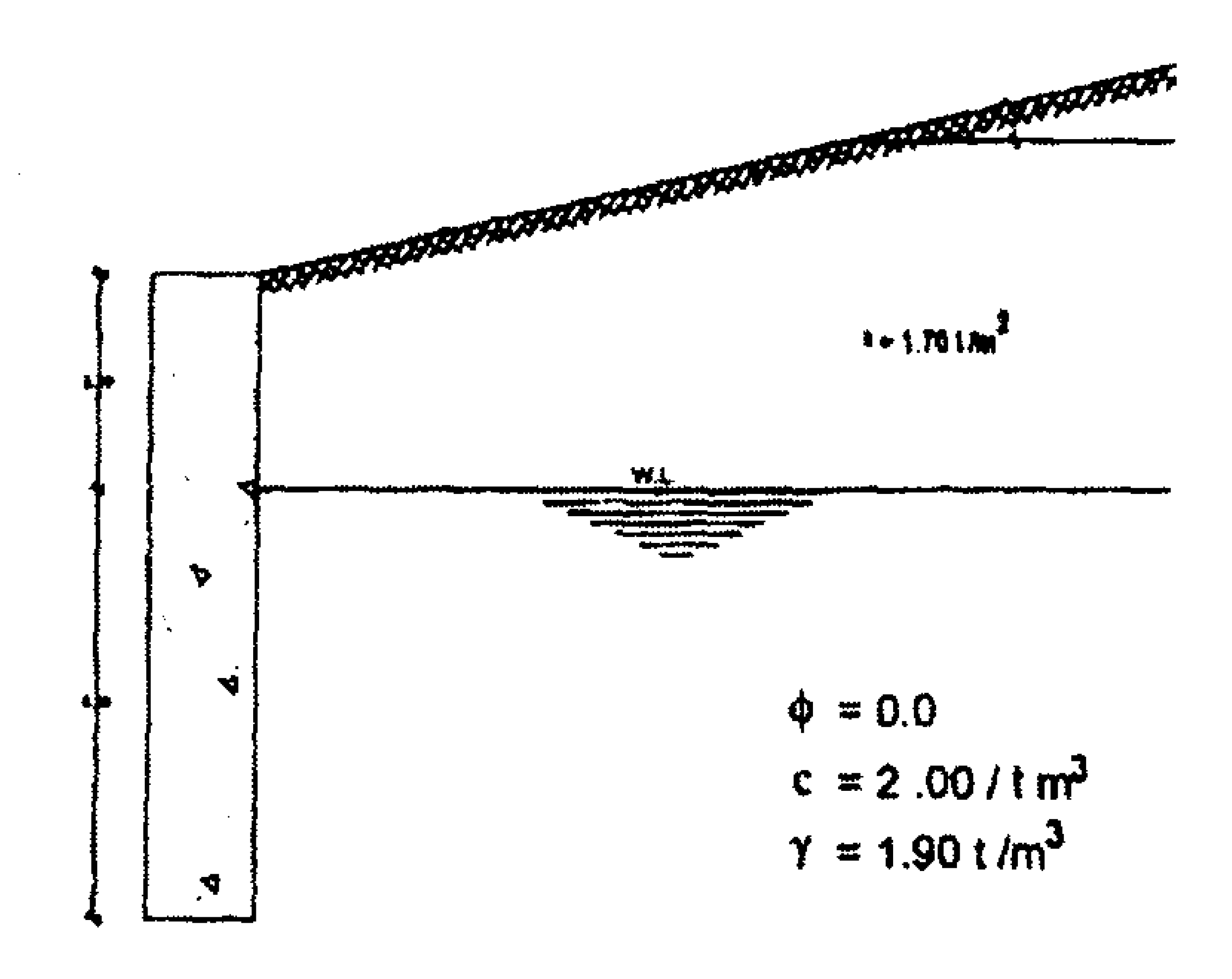
الشكل ٢-٦٨: طريقة رسم الدائرة

ملاحظة

بسبب إن حل التربة من نوع $C-\phi$ بواسطة طريقة دائرة الانهيار يحتاج إلى مزيد من الوقت فإنه يفضل الحل بطريقة رانكن كما تم توضيحه وشرحه من قبل.

طريقة دائرة الانهيار

الحالة C



الشكل ٢-٦٩: شكل خط الأرض ومنسوب المياه خلف الحائط

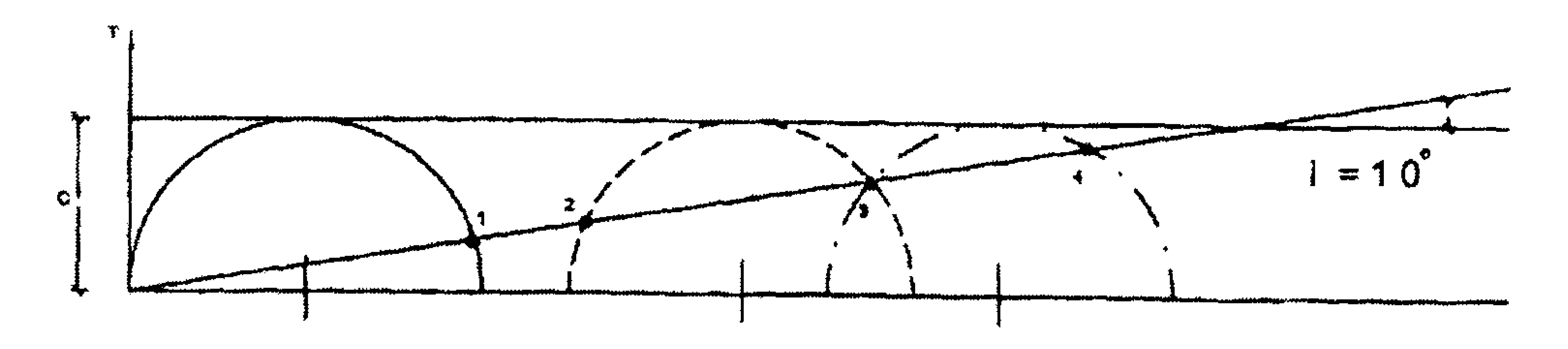
$$C = 2\ \text{t/m}^2, \quad \phi = 0$$

$$\gamma = 1.7\ \text{t/m}^3$$ (أعلى منسوب المياه الجوفية)

$$\gamma = 1.9\ \text{t/m}^3$$ (أسفل منسوب المياه الجوفية)

$$0 \to 3 = \gamma h cos i$$

$$(1.7 \times 2 + 6 \times 0.9) cos 10 = 8.67$$



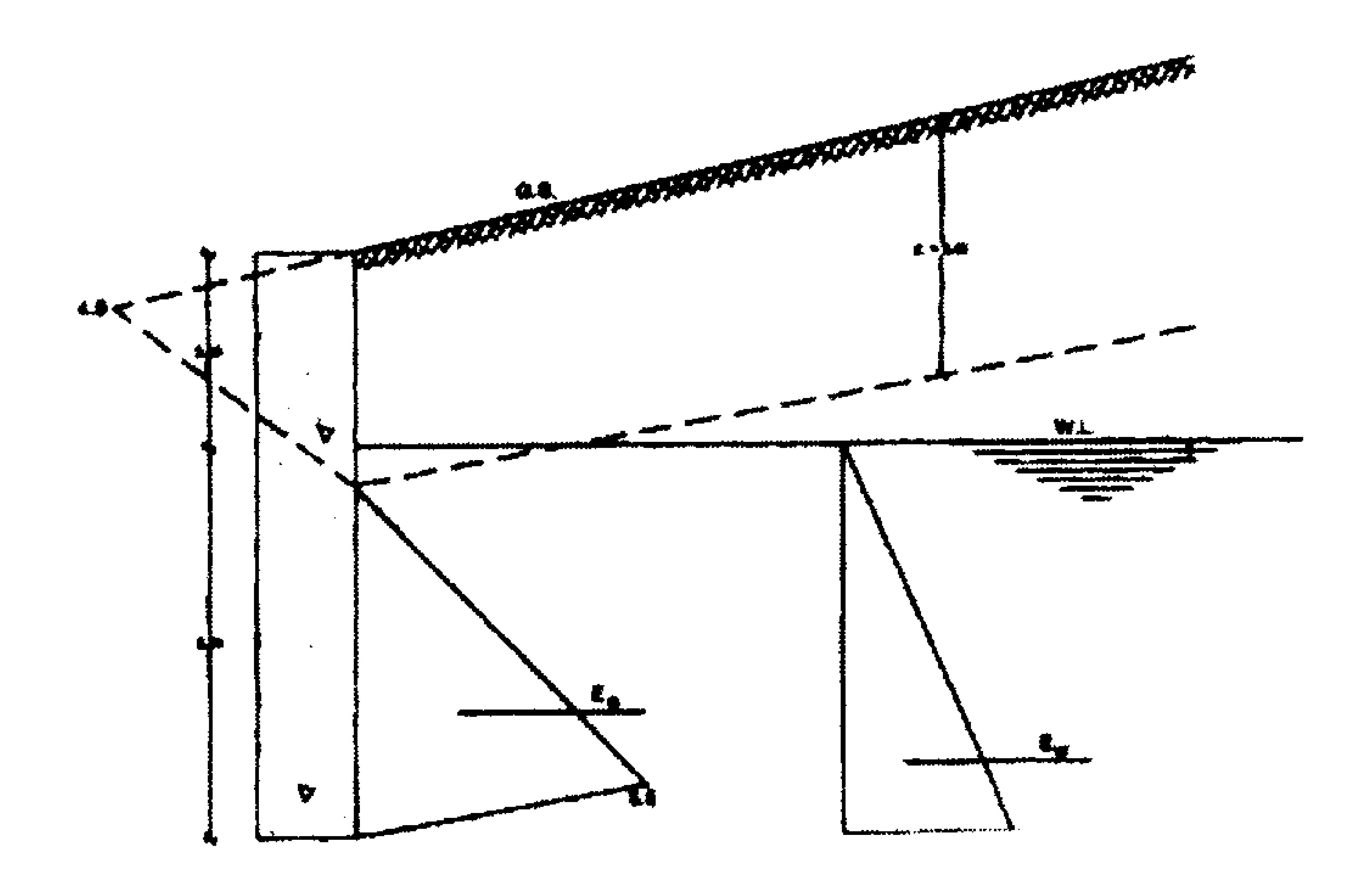
الشكل ٢-٧٠: طريقة دائرة الانهيار

$$(0 \to 2) = e_a = 6.5\ \text{t/m}^2$$

$$(0 \rightarrow 1) = 4.0 \ \text{t/m}^2 = \gamma Z_o \cos i$$

$$Z_o = \frac{4}{1.7 \cos 10} = 2.4 \ \text{m} \ngtr \frac{h}{2}$$ (آمان)

للحصول على النقطة x :

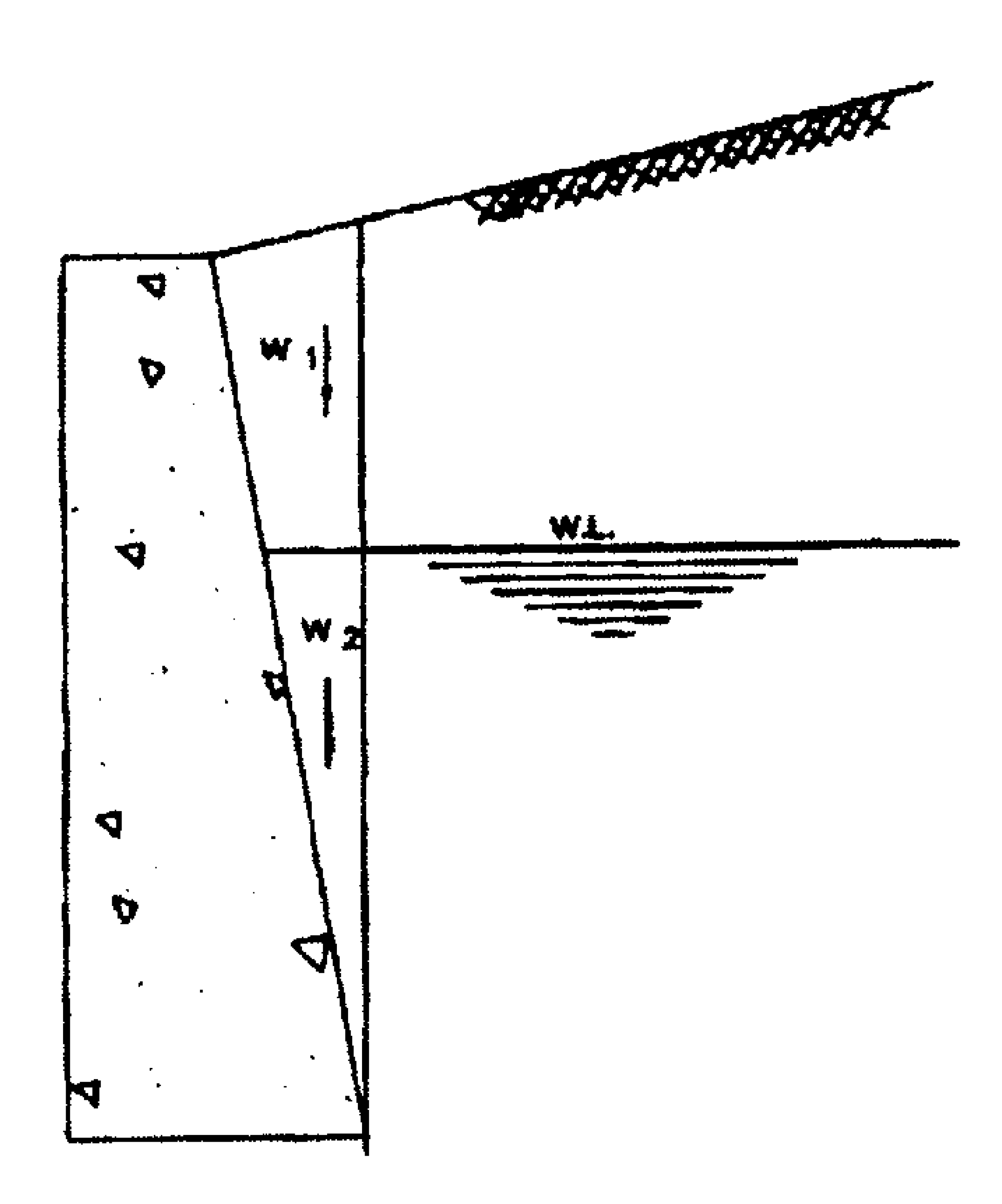


الشكل ٢-٧١: طريقة الحصول على النقطة x

$$K_a = 1.0$$

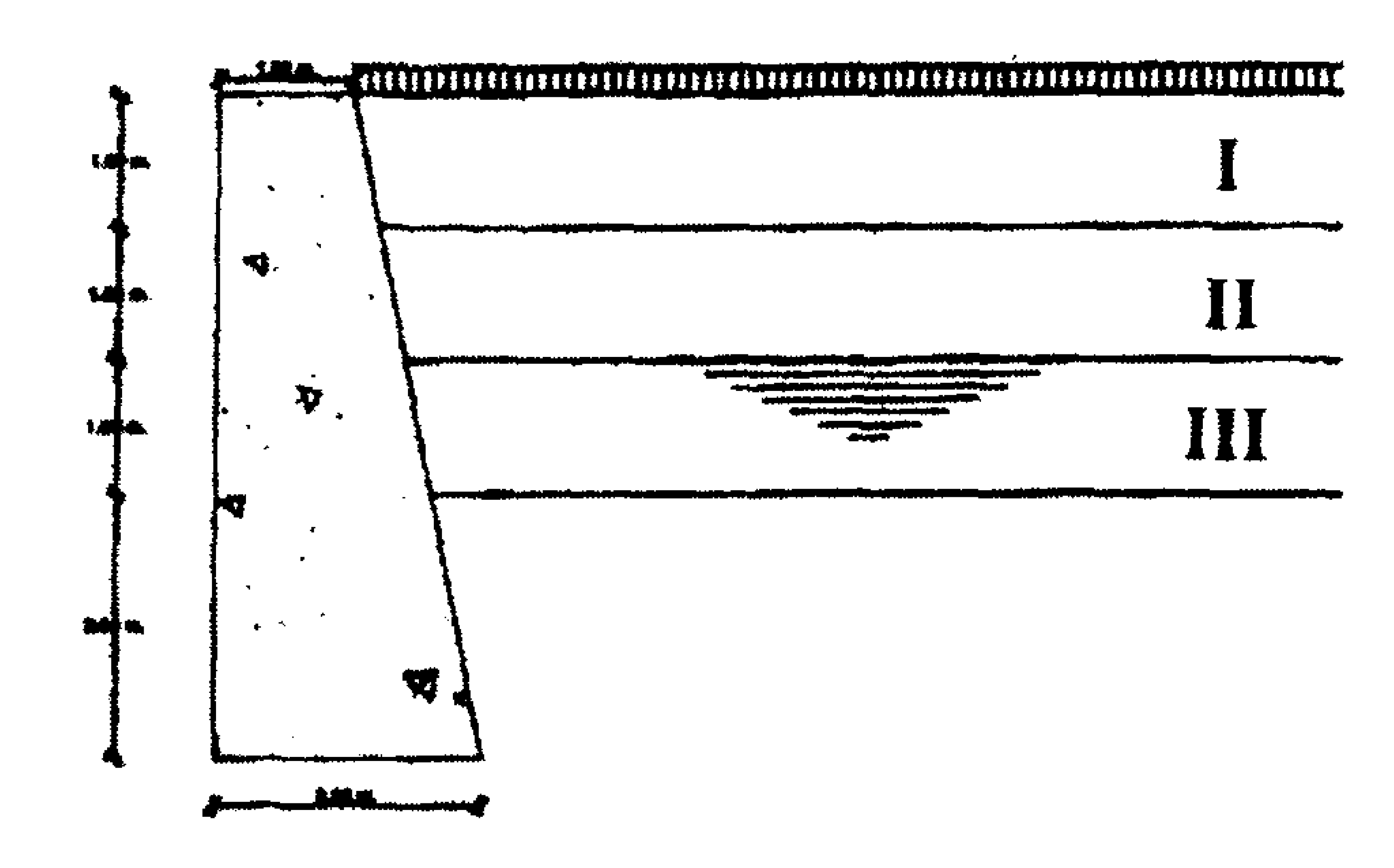
$$e_{ax} = \gamma h - 2C = 0 - 2 \times 2 = -4 \ \text{t/m}^2$$

الحالة B



الشكل ٢-٧٢: مخطط سطح الأرض ومنسوب المياه والأحمال الرأسية كما هو موضح سابقا

مثـــال ٢ـ٣



الشكل ٢-٧٣: أنواع التربة خلف الحائط الساند

ارسـم ضـغط التربـة الفعـال علـى الحـائط الموضـح بالشـكل ٢-٧٣ لأنـواع التربـة الموضـحة بالجدول ٢-١.

الجدول ٢-١: قيم الخواص الأساسية لطبقات التربة

Layer	$C\ (kg/cm^2)$	ϕ	$\gamma\ (t/m^3)$	C_w	$\phi^\backslash$
I	0.2	20	1.85	0.0	0.0
II	0.0	30	1.82	0.0	0.0
III	0.0	34	1.90	0.0	0.0

الحـل

طبقًا لنظرية رانكن فإن:

$$C_w = 0.0, \qquad \phi^\backslash = 0$$

$$\because \quad K_a = \frac{1 - sin\phi}{1 + sin\phi}$$

$$\therefore \quad K_{a_I} = \frac{1 - sin20}{1 + sin20} = 0.49,$$

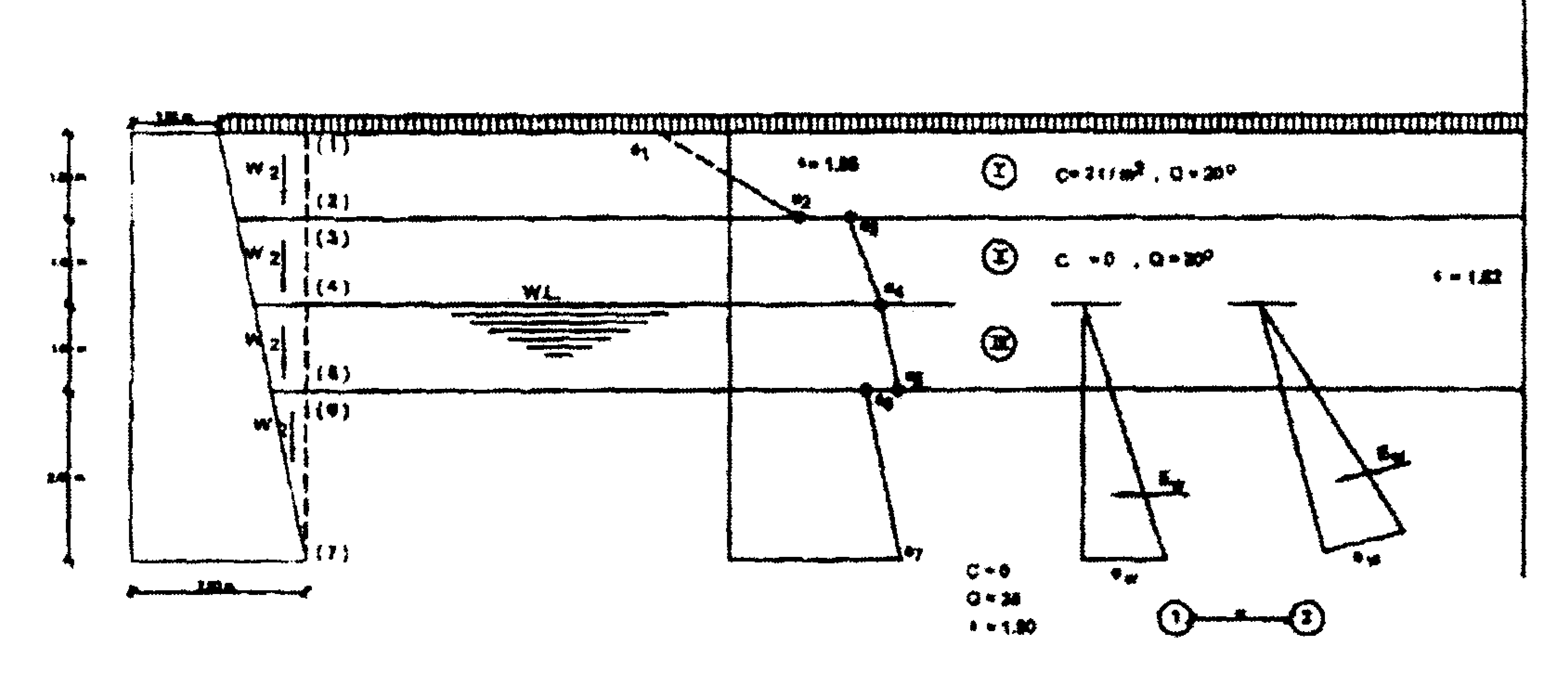
$$K_{a_{II}} = \frac{1 - sin30}{1 + sin30} = 0.33,$$

$$K_{a_{III}} = \frac{1 - sin34}{1 + sin34} = 0.30$$

$$W = W_i$$

من $\gamma = 1.85 + (W_2 + W_3)$

من $\gamma = 1.82 + W_4$



الشكل ٢-٧٤: مخططات توزيع القوى الأفقية والرأسية خلف الحائط

من $\gamma = 1.9$

(القانون العام) $e_a = (q + \gamma h) K_a - 2C\sqrt{K_a}$

$$e_{a_1} = (5 + 0.0) \times 0.5 - 2 \times 2\sqrt{0.5} = -0.33 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (5 + 1.85 \times 1.0) \times 0.5 - 4\sqrt{0.5} = +0.6 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_3} = (5 + 1.85 \times 1.0) \times \frac{1}{3} - 0.0 = 2.3 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_4} = (5 + 1.85 \times 1.0 + 1.82 \times 1.0) \times \frac{1}{3} - 0.0 = 2.89 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_5} = (5 + 1.85 \times 1.0 + 1.82 \times 1.0 + 0.82 \times 1.0) \times \frac{1}{3} - 0.0 = 3.2 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_6} = (5 + 1.85 \times 1.0 + 1.82 \times 1.0 + 0.82 \times 1.0) \times 0.3 - 0.0 = 2.85 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_7} = (5 + 1.85 \times 1.0 + 1.82 \times 1.0 + 0.82 \times 1.0 + 2 \times 0.9) \times 0.3 - 0.0 = 3.4 \ \text{t/m}^2$$

$$e_w = \gamma_w h_w = 1 \times 3 = 3 \ \text{t/m}^2$$

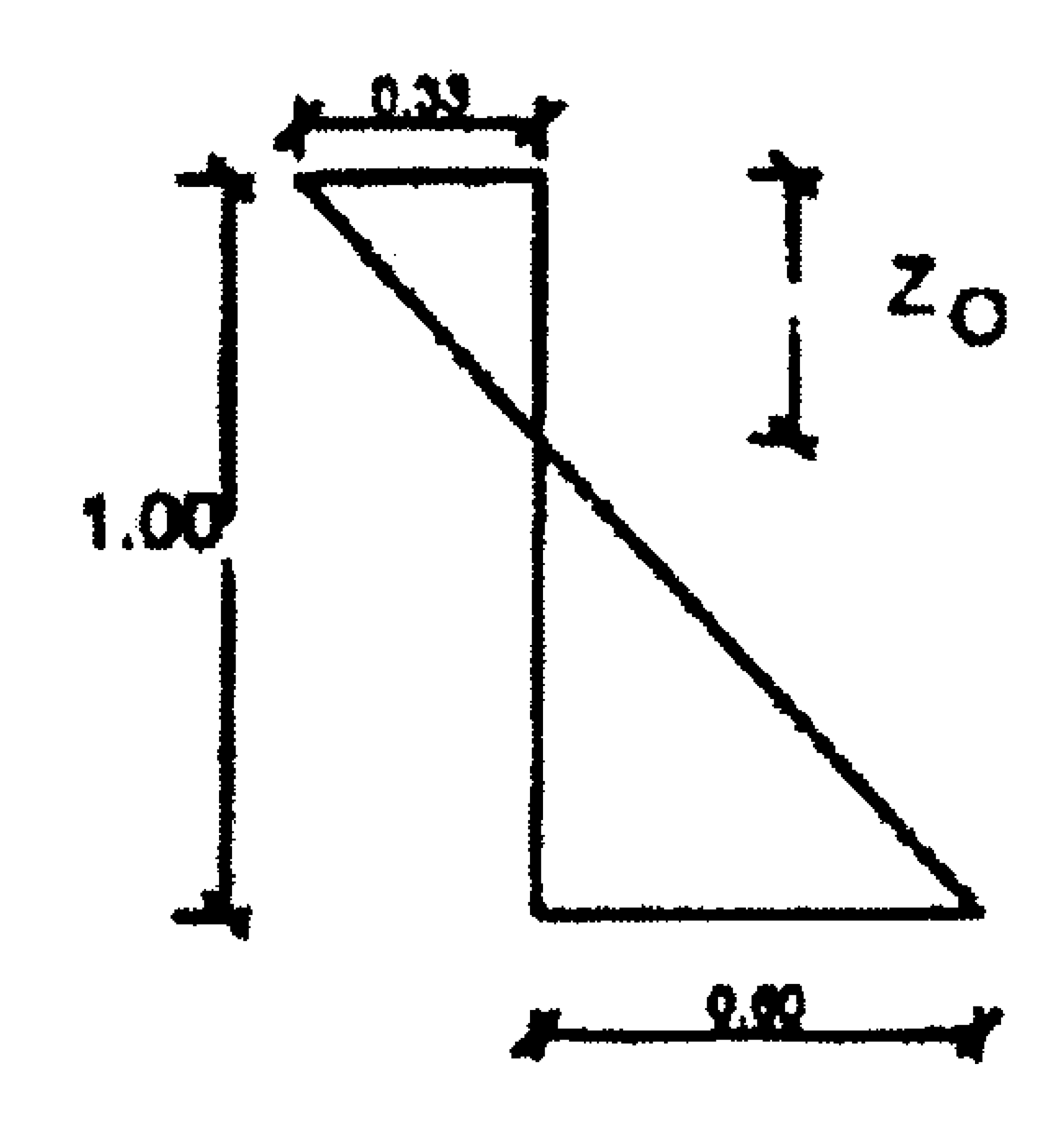
عند $e_a = 0.0$ فإننا نحصل على ** = Z_o كالآتي:

$$0.0 = (5 + 1.85Z_o) \times 0.5 - 2 \times 2\sqrt{0.5}$$

$$\therefore \quad Z_o = \frac{\left(4\sqrt{0.5}/0.5\right) - 5}{1.85} = 0.36 \text{ m}$$

ملاحظة

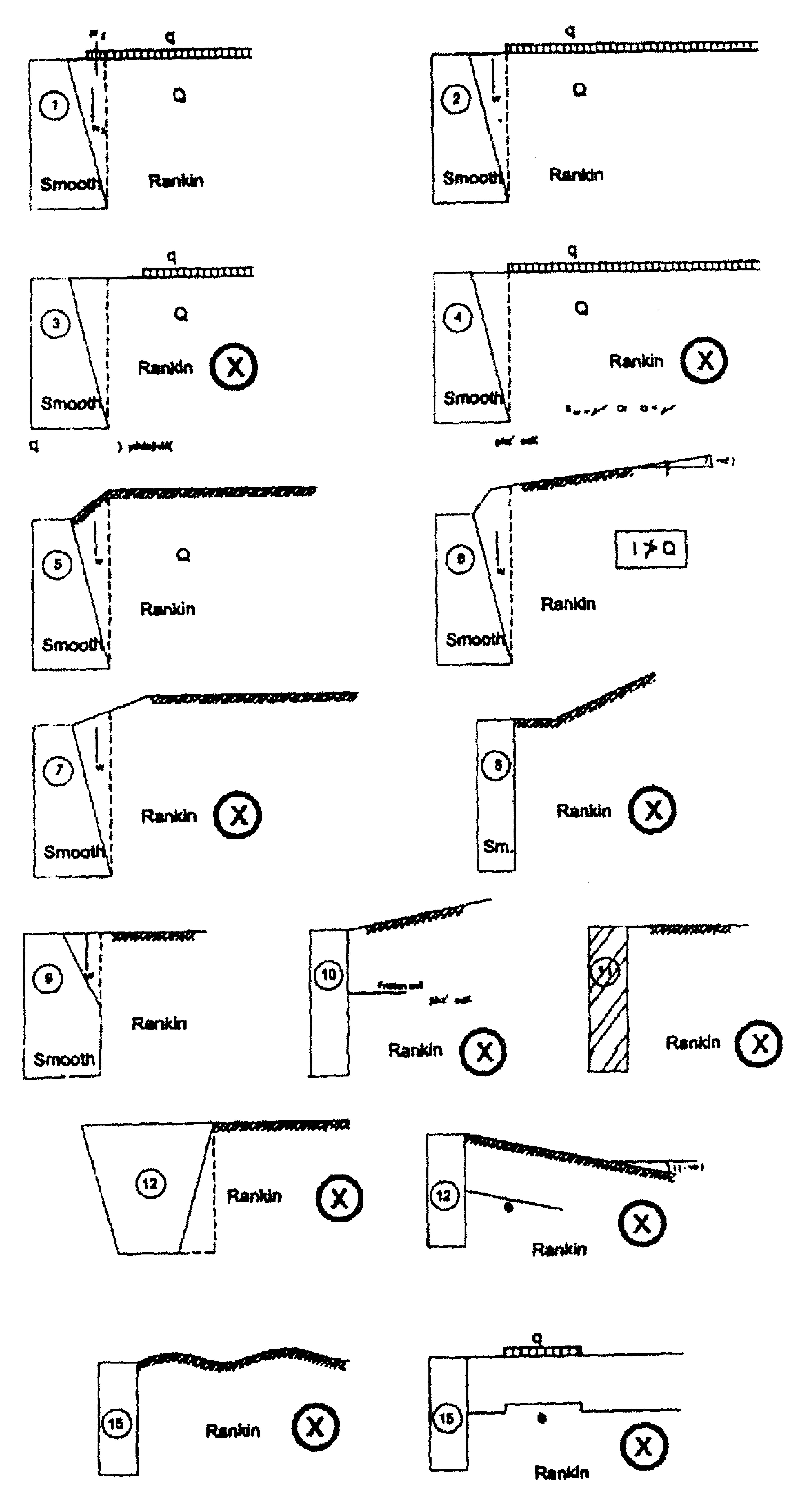
احصل على Z_o من نسبة المثلث بعد حساب e_a عند سطح الأرض لتجنب احتمالية تغير قيم γ ، C ، ϕ كما يلي:



الشكل ٢-٧٥: مخطط بيان النقطة Z_o

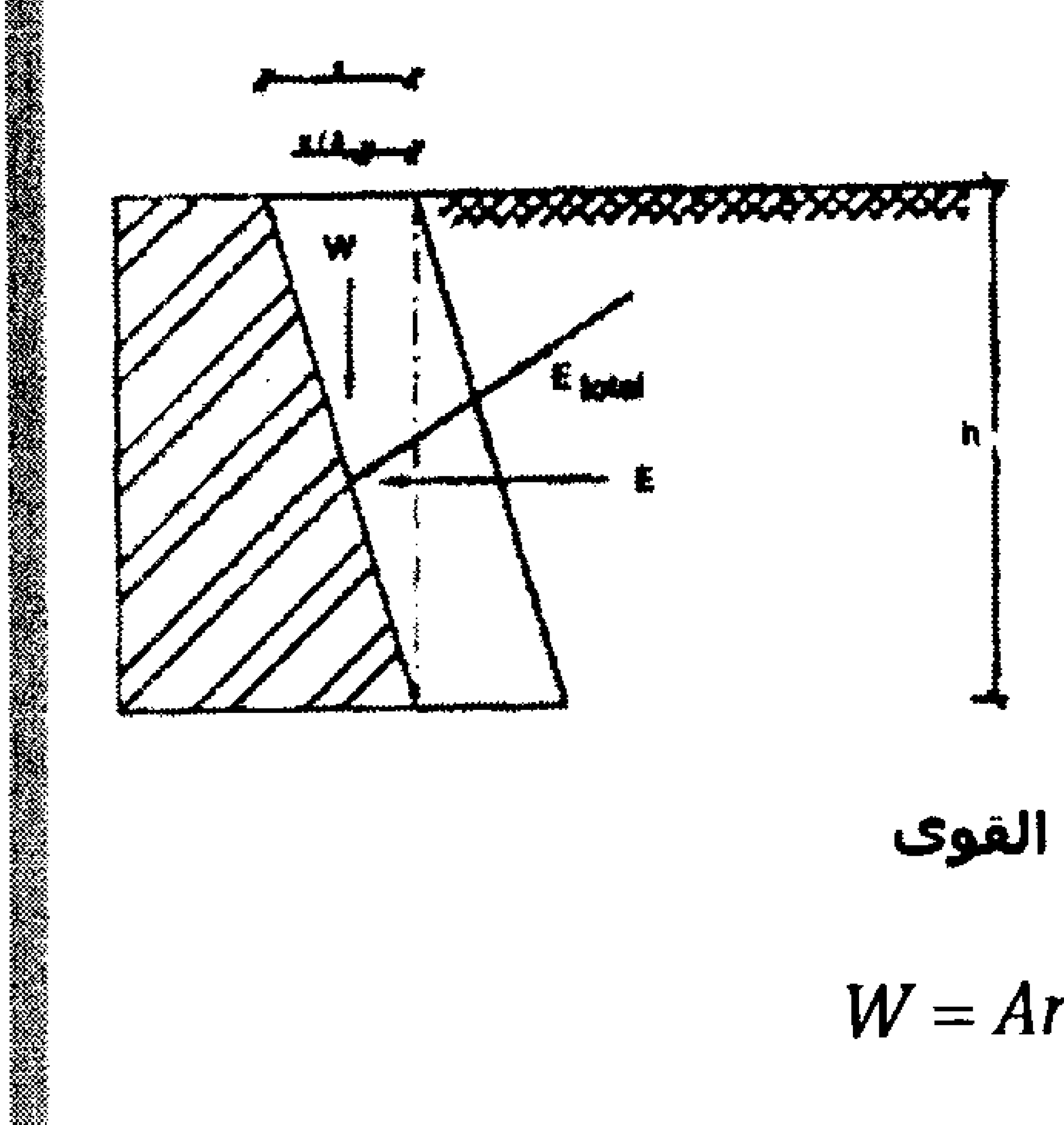
$$\because \quad \frac{Z_o}{0.33} = \frac{1 - Z_o}{0.6}$$

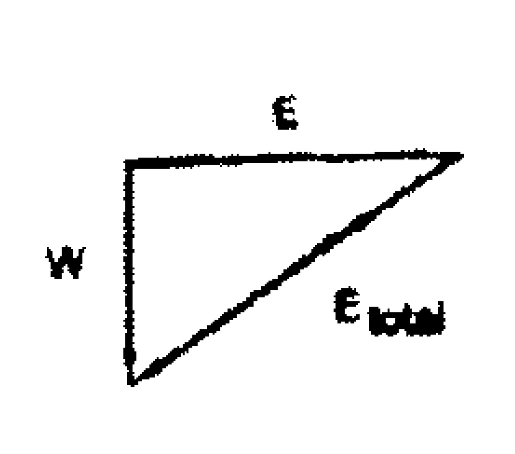
$$\therefore \quad Z_o = 0.36 \text{ m}$$

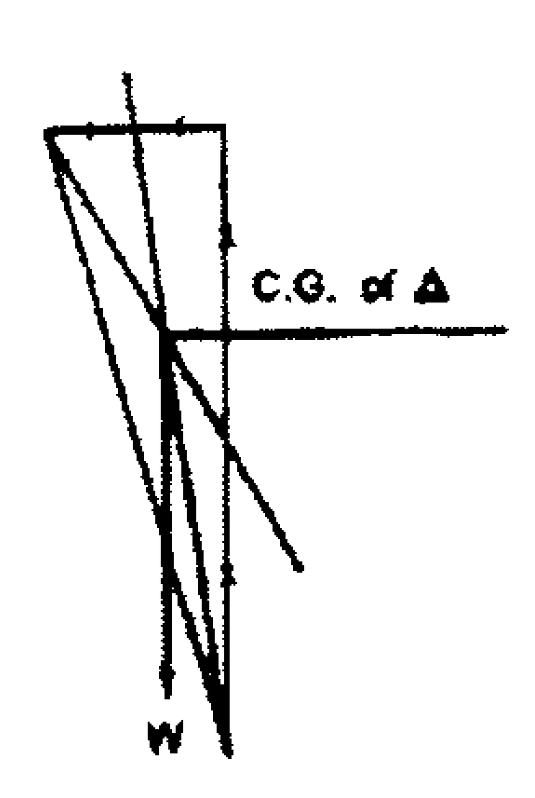


الشكل ٢-٧٦: حالات ضغط التربة

ملاحظة





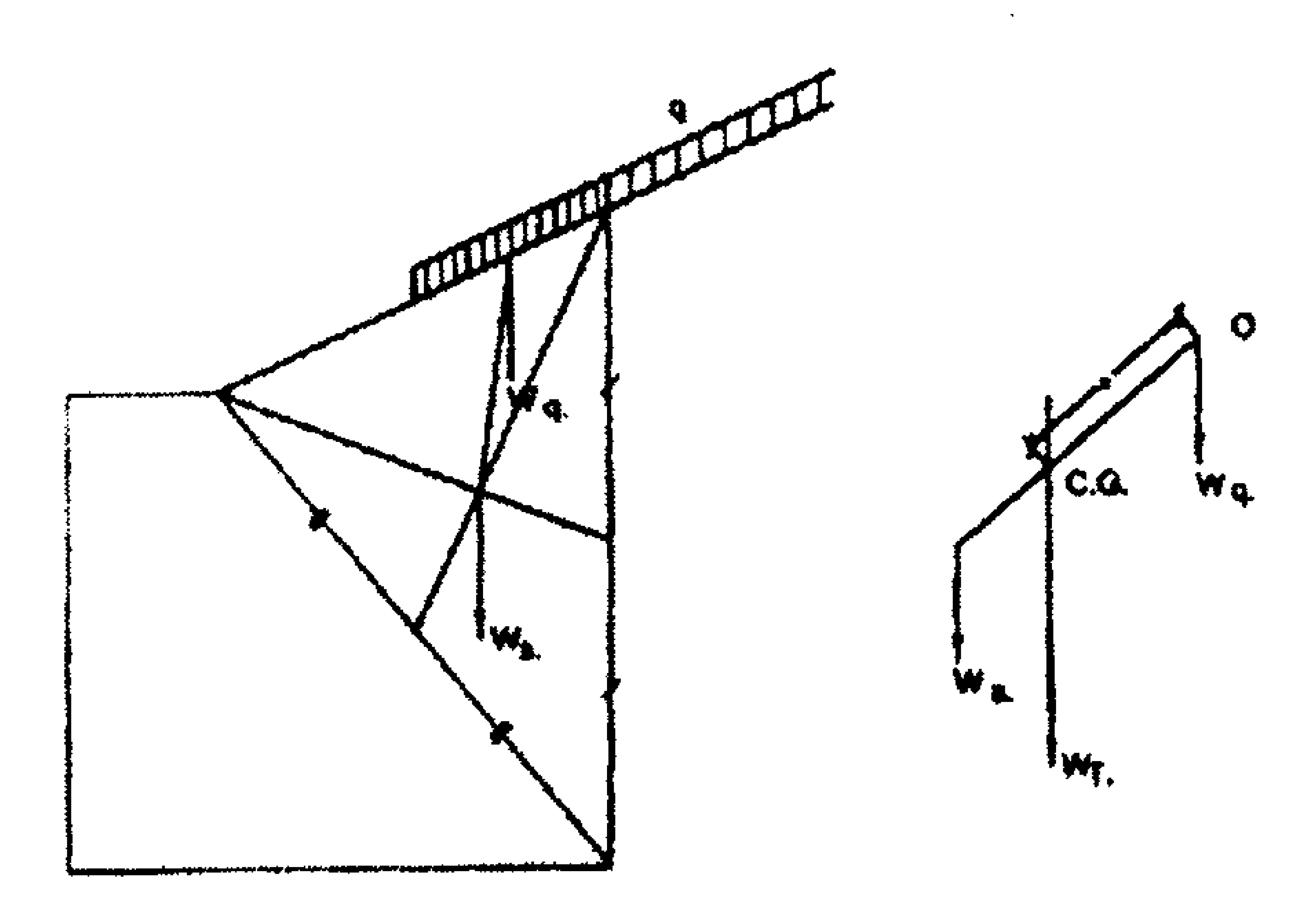


الشكل ٢-٧٧: توزيع القوى

$$W = Area \times \gamma_{soil} = ** \ t/m^{1}$$

لتحديد مركز ثقل كل الوزن: $\sum M_o = 0.0$

احصل على $X = ** \ m$



الشكل ٢-٧٨: توزيع القوى

فإذا وجد مياه فيضان أو مياه أمطار فإن:

$E_w = E_a$ مضاف إلى

وذلك إذا كان $Z_o < h/2$

أي أن:

إذا كان $Z_o < h/2$ فإن: $e_w = \gamma_w Z_o$

وإذا كان $Z_o > h/2$ فإن: $e_w = \gamma_w \dfrac{h}{2}$

الشكل ٢-٧٩: مثلث توزيع قوى الضغط

يجب عليك استخدام نظرية "كولوم" Columb theory كما في حالة حائط ساند لمسطح خشن أو حالة إذا كان q غير مستمر أو يكون سطح الأرض يمتلك أكثر من ميل واحد.

٢-١٠ مختصر طريقة رانكن لكل حالات طريقة رانكن

Summary for Rankin for all Cases of Rankin

في حالة التربة الفعالة

$$\phi = 0$$
$$e_a = (q + \gamma h) K_a - 0.0$$

لتربة رملية $C - \phi$

$$e_a = (q + \gamma h) K_a - 2C\sqrt{K_a}$$
$$\phi = 0$$
$$e_a = (q + \gamma h) \times 1.0 - 2C$$

في حالة التربة المقاومة

$$\phi = 0$$
$$e_p = (q + \gamma h) K_p$$

لتربة رملية $C - \phi$

$$e_p = (q + \gamma h) K_p + 2C\sqrt{K_p}$$

$$\phi = 0$$

$$e_p = (q + \gamma h) \times 1.0 + 2C$$

بالنسبة لسطح تربة أفقي

$$K_a = \frac{1 - sin\phi}{1 + sin\phi}, \qquad K_p = \frac{1}{K_a}$$

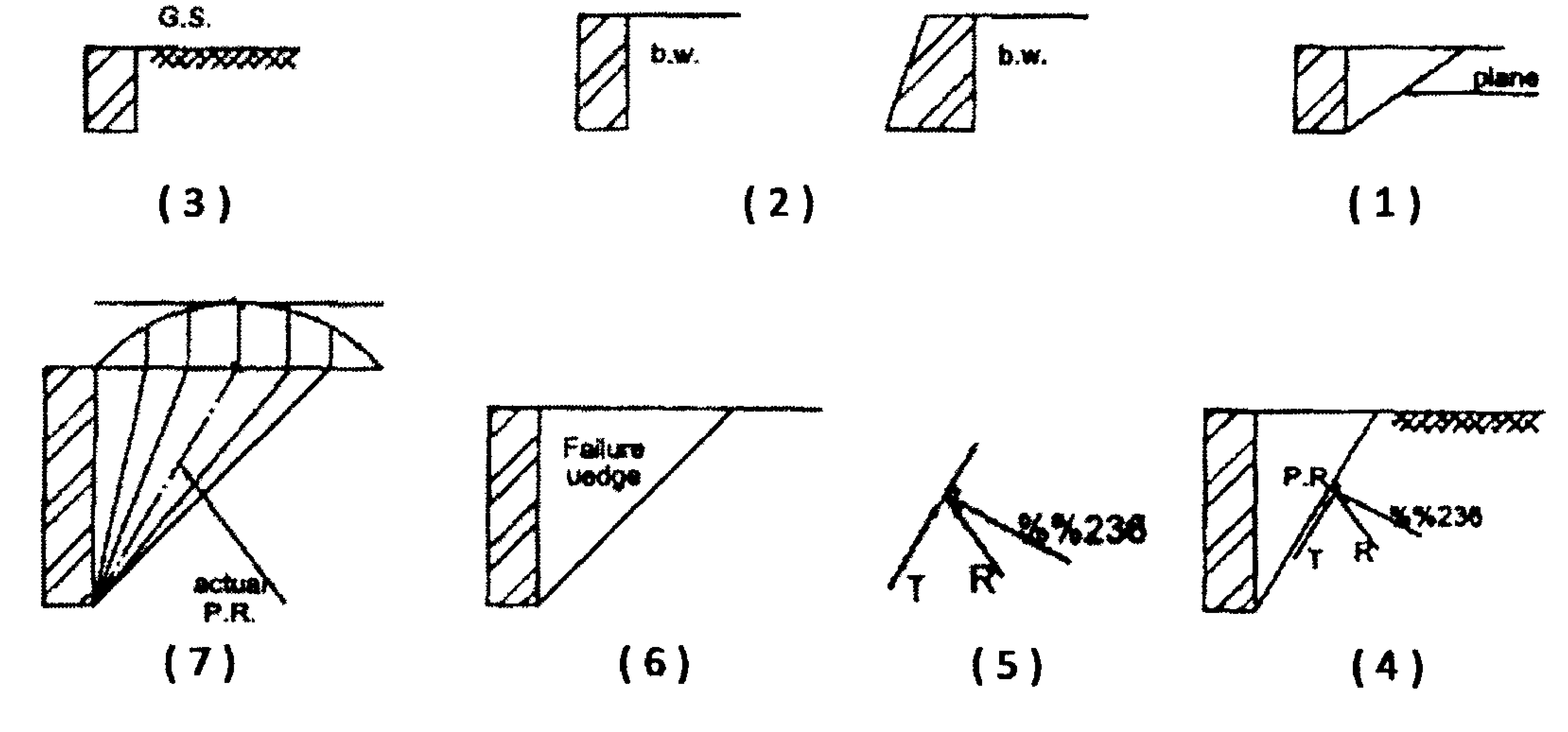
بالنسبة لسطح تربة مائل

$$K_a = cos\,i \frac{cos\,i - \sqrt{cos^2 i - cos^2 \phi}}{cos\,i + \sqrt{cos^2 i - cos^2 \phi}}$$

$$K_p = \left(\frac{K_a}{cos\,i}\right)^{-1} cos\,i$$

٢-١١ نظرية ضغط التربة [نظرية الأسفين (الخابور)] Wedge Theory

الافتراضات



الشكل ٢-٨٠: حالات الافتراضات المختلفة

١. سطح الانهيار يكون مستويًا.

٢. خلفية الحائط تكون رأسيًا وناعمًا.

٣. سطح الأرض يكون أفقيًا.

٤. القوى الفعالة عند نقطة الانهيار:

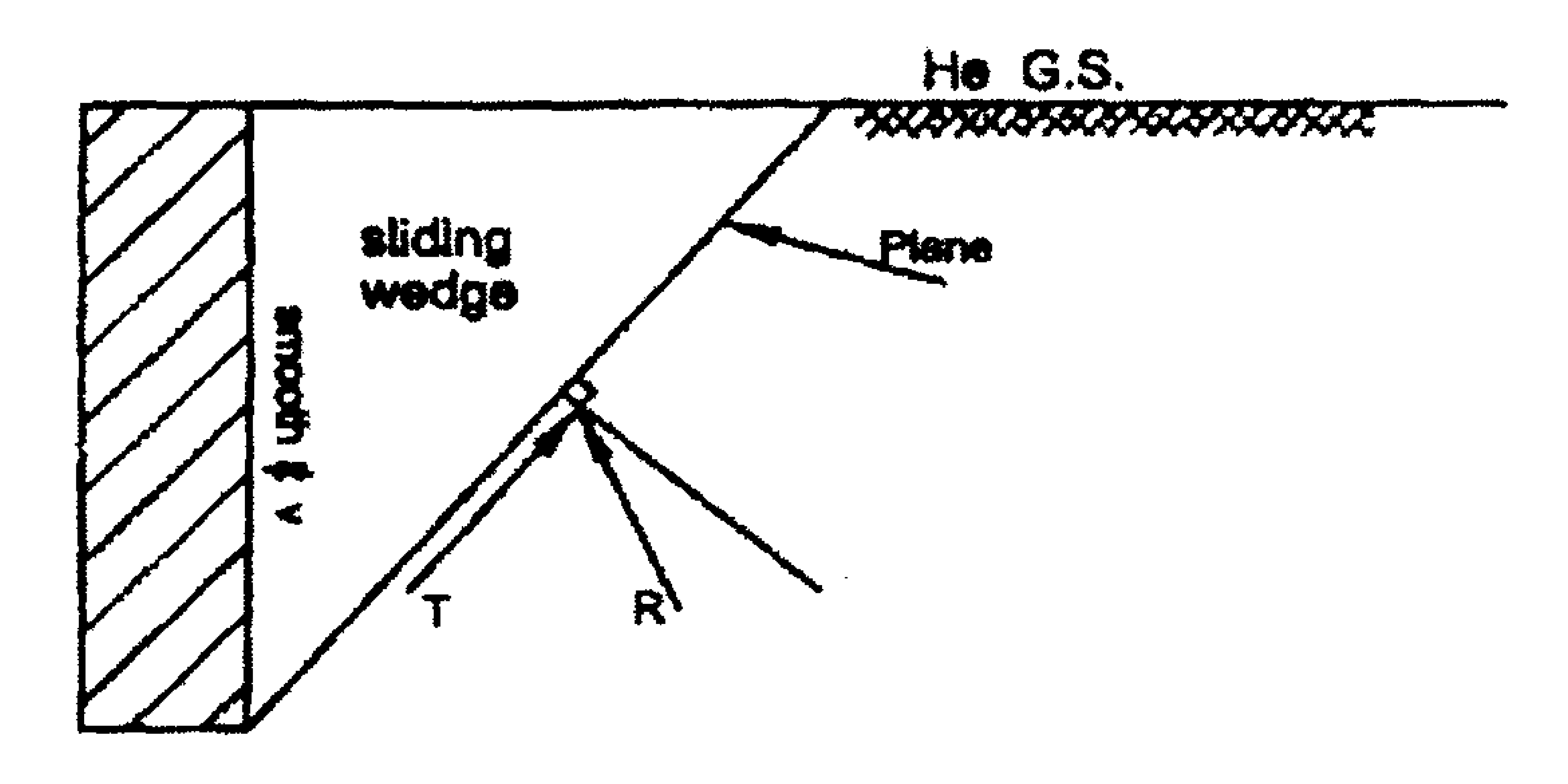
$$\tau = R\tan\phi$$

ϕ= زاوية الاحتكاك الداخلي

٥. خابور الانزلاق نفسه يتم اعتباره على أنه جسم متماسك.

٦. الاحتكاك يوزع بانتظام على مستوى الانهيار.

٧. $P.R$ تكون هي التي تعطينا أقصى قيمة لضغط التربة $E.P$.



الشكل ٢-٨١: شريحة الانهيار بالقص خلف الحائط

حالة تربة ليس لها تماسك ($\phi-$soil)

شروط كولوم

١. سطح الأرض مستوي.

٢. التربة رملية $-\phi$: $\quad \therefore\ \phi^{\backslash} = **, \quad C = 0.0$

٣. $K = f\left(\phi, \phi^{\backslash}, i, \beta\right)$

حيث ϕ= زاوية الاحتكاك الداخلي.

$\phi^{\backslash}$= زاوية احتكاك بالحائط، وتتراوح قيمتها ما بين $\frac{1}{2}\phi$ ، $\frac{2}{3}\phi$ ما لم يذكر غير ذلك.

i= زاوية ميل سطح الأرض.

β= زاوية ميل سطح الحائط الخلفي مع الرأسي.

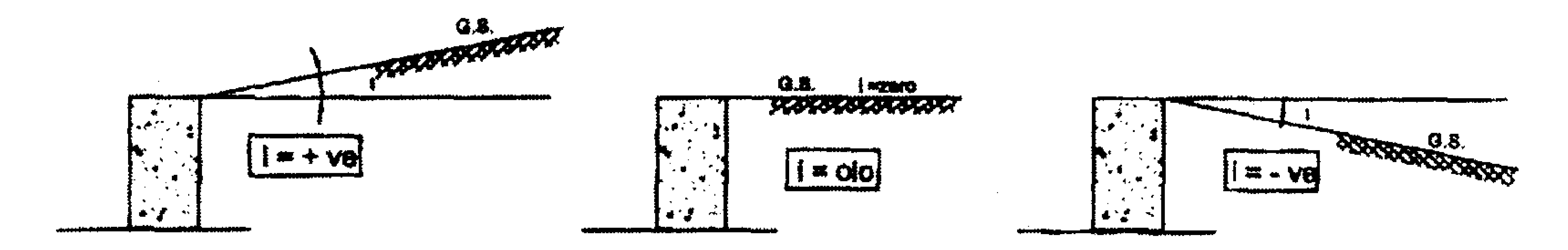
ضغط التربة يميل بزاوية ϕ مع العمودي على خلف الحائط.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\beta)}{\cos^2\beta\cos\left(\phi^{\backslash}+\beta\right)\left[1+\sqrt{\frac{\sin\left(\phi+\phi^{\backslash}\right)\sin(\phi-i)}{\cos\left(\phi^{\backslash}+\beta\right)\cos(\beta-i)}}\right]^2}$$

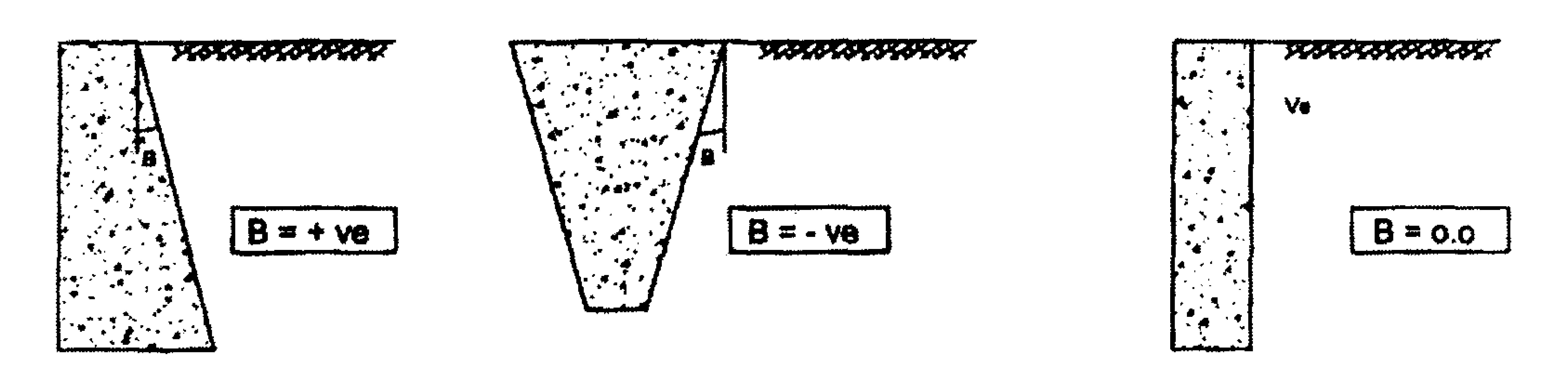
$$K_p = \frac{\cos^2(\phi+\beta)}{\cos^2\beta\cos(\beta-\phi^{\backslash})\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\phi^{\backslash})\sin(\phi+i)}{\cos(\beta-\phi^{\backslash})\cos(\beta-i)}}\right]^2}$$

ملاحظة

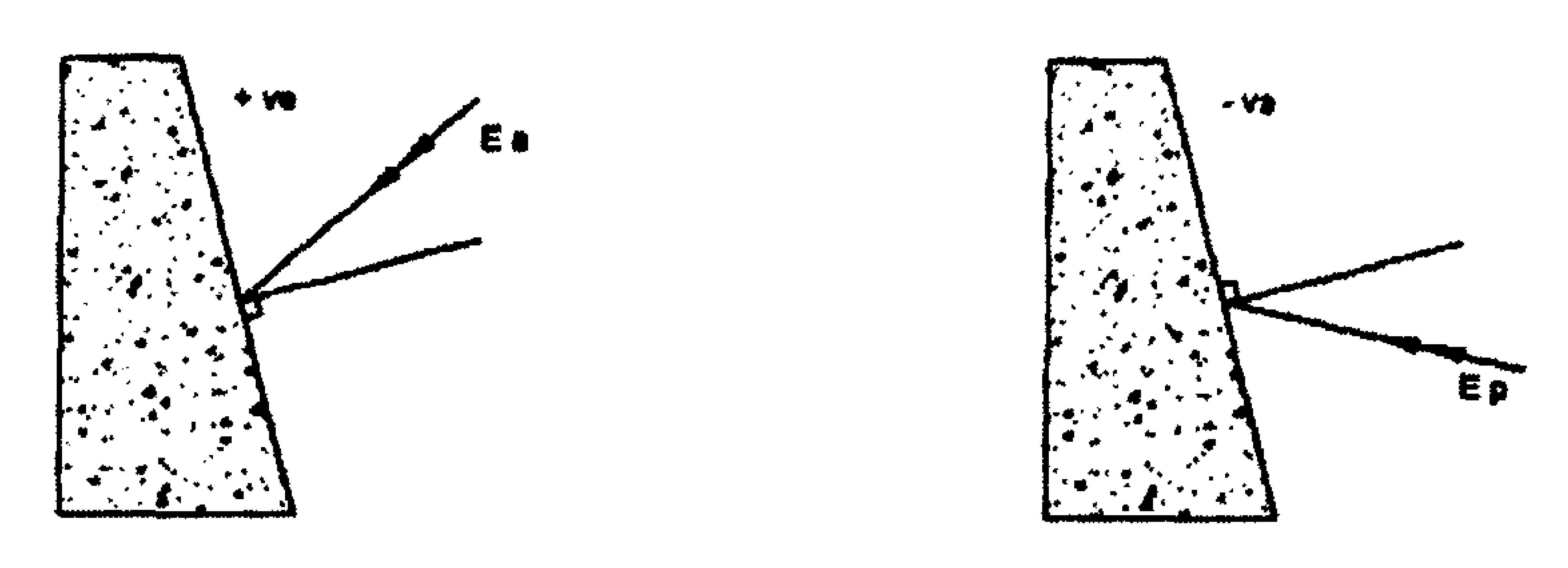
- اتجاه B يمكن أن يكون موجبًا أو سالبًا.
- اتجاه $\phi^{\backslash}$ يمكن أن يكون موجبًا أو سالبًا.
- اتجاه i يمكن أن يكون موجبًا أو سالبًا.



الشكل ٢-٨٢: حالات سطح الأرض خلف الحائط



الشكل ٢-٨٣: حالات شكل الخط الخلفي للحائط مع سطح تربة أفقي مستوي



الشكل ٢-٨٤: شكل محصلة القوى وعلاقتها بالسطح الخلفي للحائط

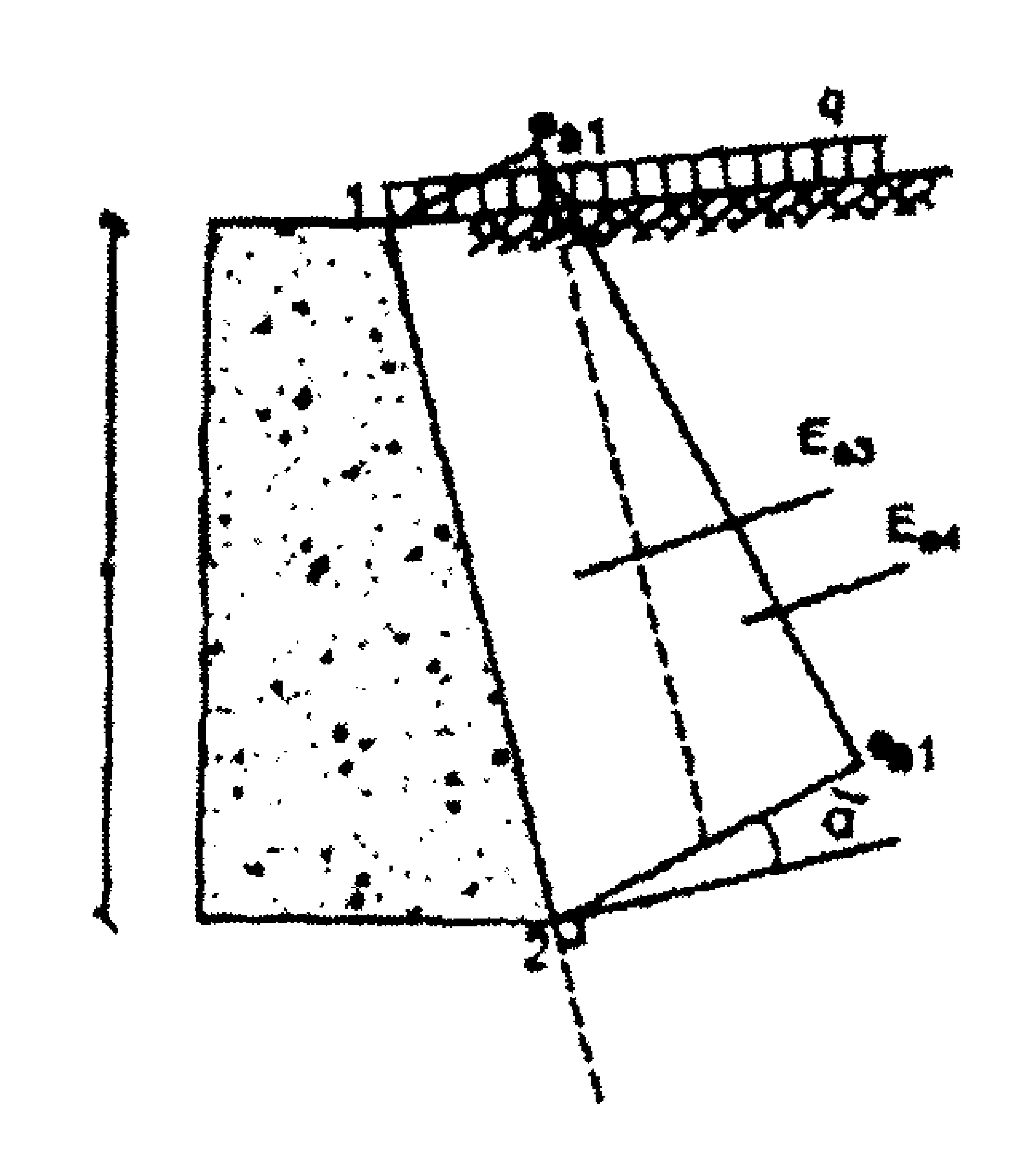
مثـــال ٢ـ٤

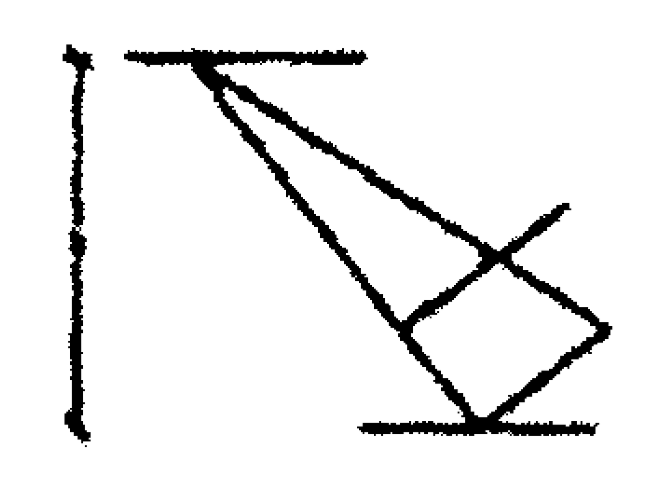
المعطيات: $(\phi, \phi^{\backslash}, i, \beta)$ ، $.q= ** \text{ t/m}^2$

نأخذ $\phi^{\backslash} = \frac{2}{3}\phi$

> **ملاحظة**
>
> إذا لم يتم تحديده لاحظ أن اتجاه β يكون موجبًا أو سالبًا.

يمكننا حساب K_a ، K_p :





الشكل ٢-٨٥: مخطط توزيع قوى الضغط

$$e_{a_p} = (q+\gamma h)K_{a_p} = ** \text{ t/m}^2$$

$$e_{a_1} = (q+0.0)K_a = ** \text{ t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (q+\gamma h)K_a = ** \text{ t/m}^2$$

$$E_{a_1} = he_{a_1}$$

$$E_{a_2} = \frac{1}{2}\left(e_{a_2} - e_{a_1}\right)h$$

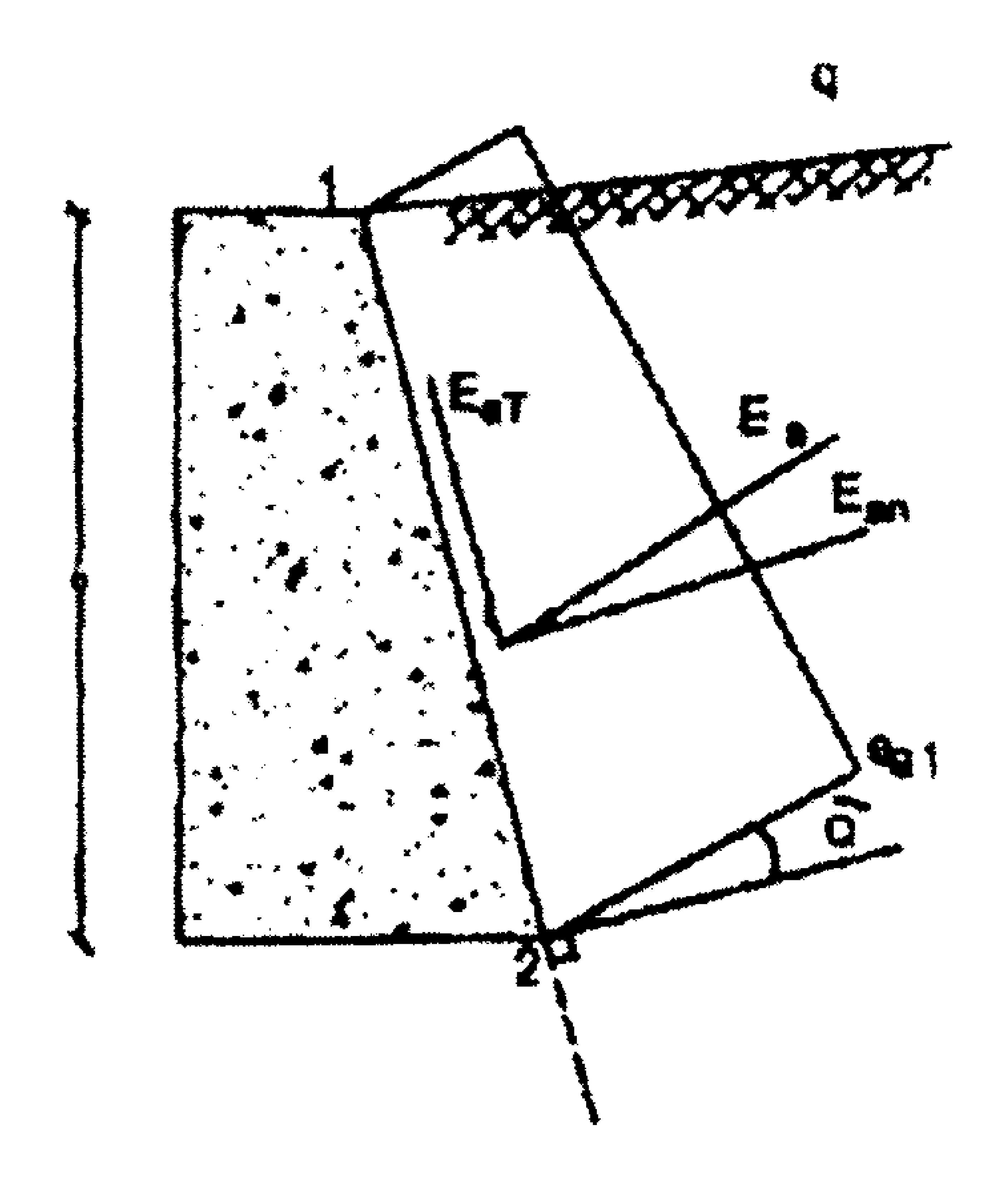
$$\sum M_2 = 0.0$$

E_a ونحللها إلى مركبتين؛ واحدة تحصل عمودية على الحائط والأخرى مماسة إلى الحائط.

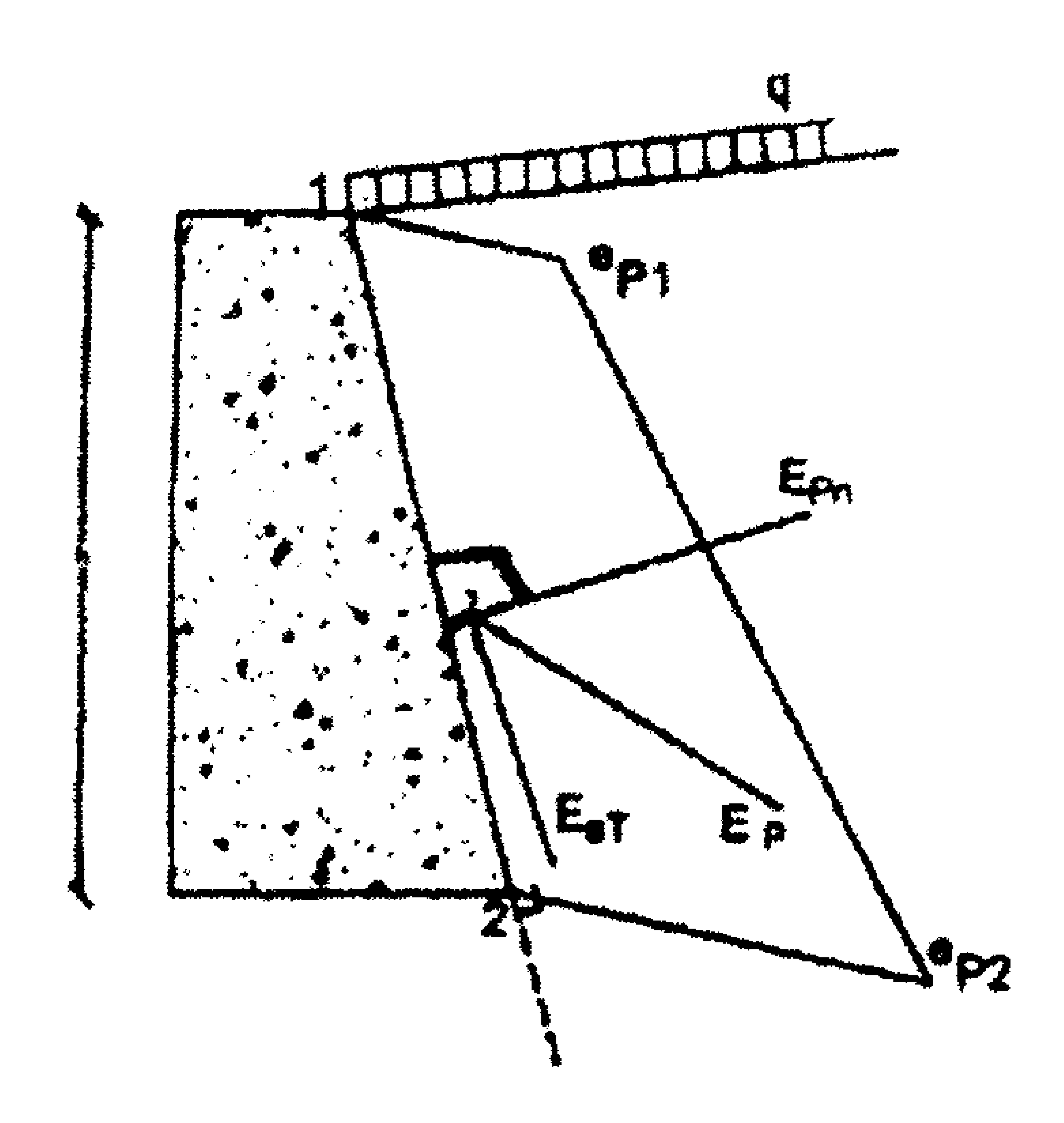
$$E_{an} = E_a cos\phi^{\backslash}$$

$$E_{aT} = E_a sin\phi^{\backslash}$$

نطبق نفس القواعد السابقة على ضغط التربة المقاوم.



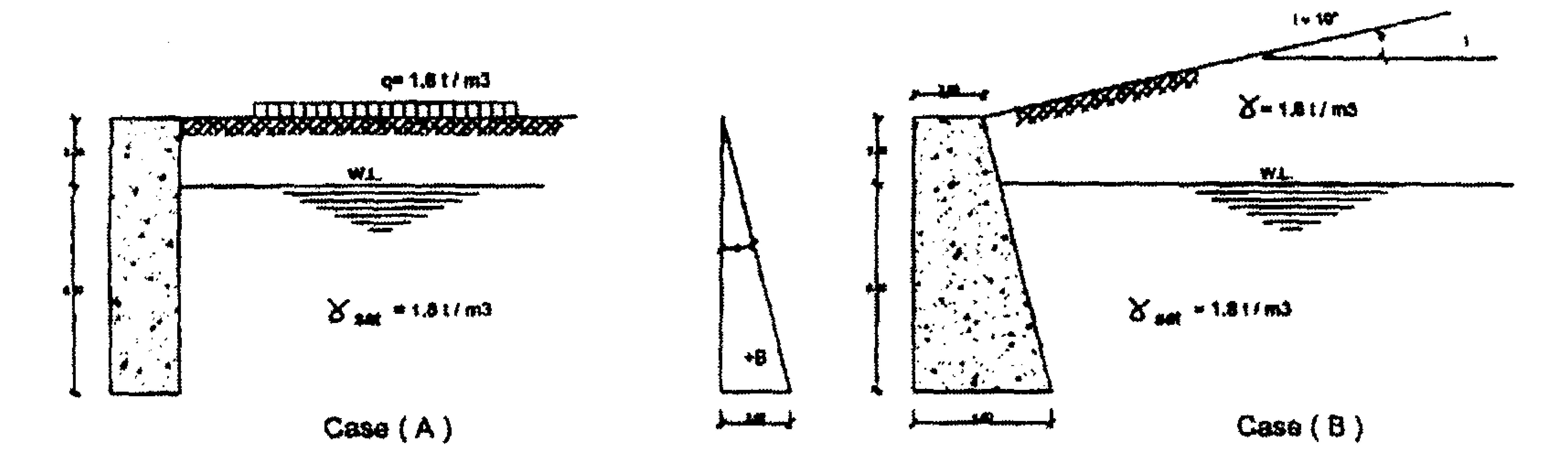
الشكل ٢-٨٦: سطح الحائط الساند مائل



الشكل ٢-٨٧: مخطط توزيع القوى

مثــال ٢ـ٥ [على طريقة الإسفين (الخابور)]

للحوائط الساندة الموضحة بالشكل ٢–٨٨ ارسم شكل ضغط التربة العرضي الفعال إذا كانت التربة رملية وكذلك $C=0$ ، $\phi=30°$.



الشكل ٢-٨٨: حالتان للحوائط الساندة مطلوب تحليل القوى لهما

الحـــل

الحالة A

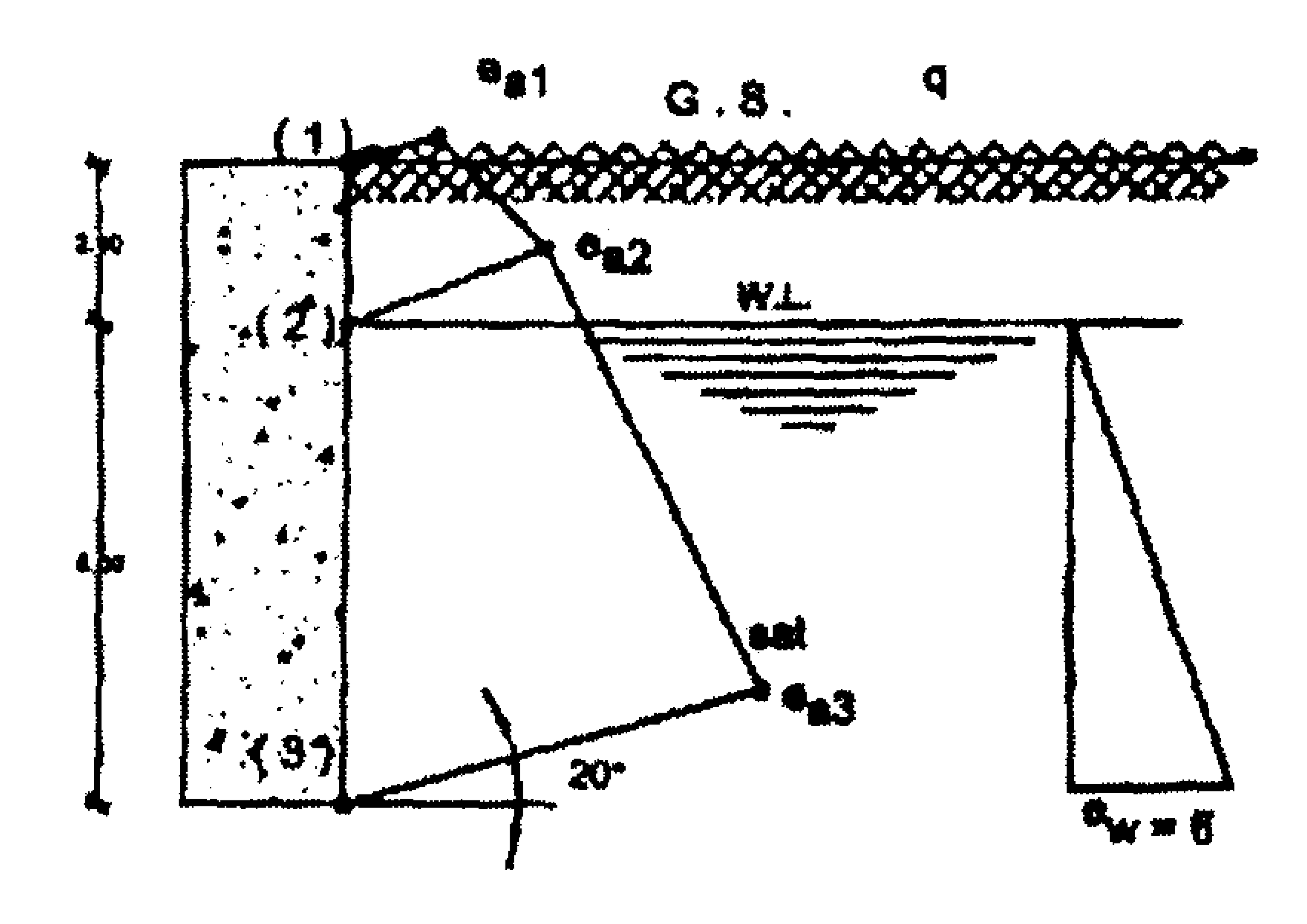
$$\beta = 0.0, \quad \phi^{\backslash} = \frac{2}{3}, \quad \phi = 20°, \quad i = 0.0, \quad K_a = 0.29$$

$$e_a = (q + \gamma h)K_a$$

$$e_{a_1} = (2 + 0.0) \times 0.29 = 0.58 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = (2 + 1.6 \times 2) \times 0.29 = 1.508 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_3} = (1.508) + 0.8 \times 6 \times 0.29 = 2.9 \ \text{t/m}^2$$



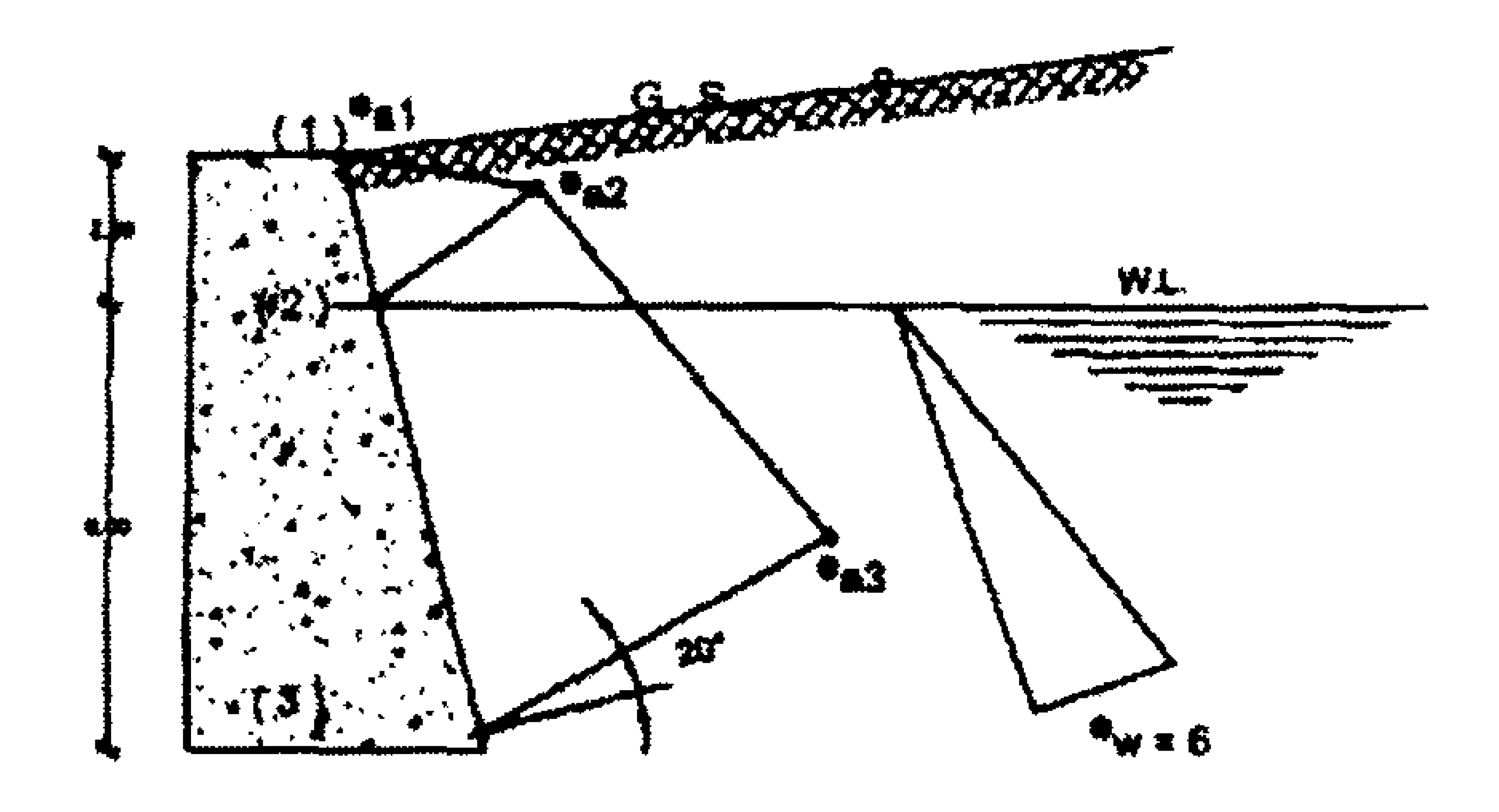
الشكل ٢-٨٩: مخطط توزيع القوى

الحالة B

$$\phi^{\backslash} = \frac{2}{3}, \quad \phi = 20°, \quad i = 10, \quad \beta = tan^{-1}\frac{2}{8}$$

من خلال الصيغة الرئيسية السابق شرحها:

$$K_a = 0.485$$
$$e_a = \gamma h K_a$$
$$e_{a_1} = 0.0$$
$$e_{a_2} = 1.6 \times 2 \times 0.485 = 1.55\ \text{t/m}^2$$
$$e_{a_3} = (1.55) + 0.8 \times 6 \times 0.485 = 3.88\ \text{t/m}^2$$



الشكل ٢-٩٠: مخطط توزيع القوى

مثـــال ٢ـ٦

حدد قيمة ضغط التربة الفعال المحصلة المؤثر على الحائط الموضح بالشكل ٢-٩١ إذا كانت خلفية الحائط خشنة.

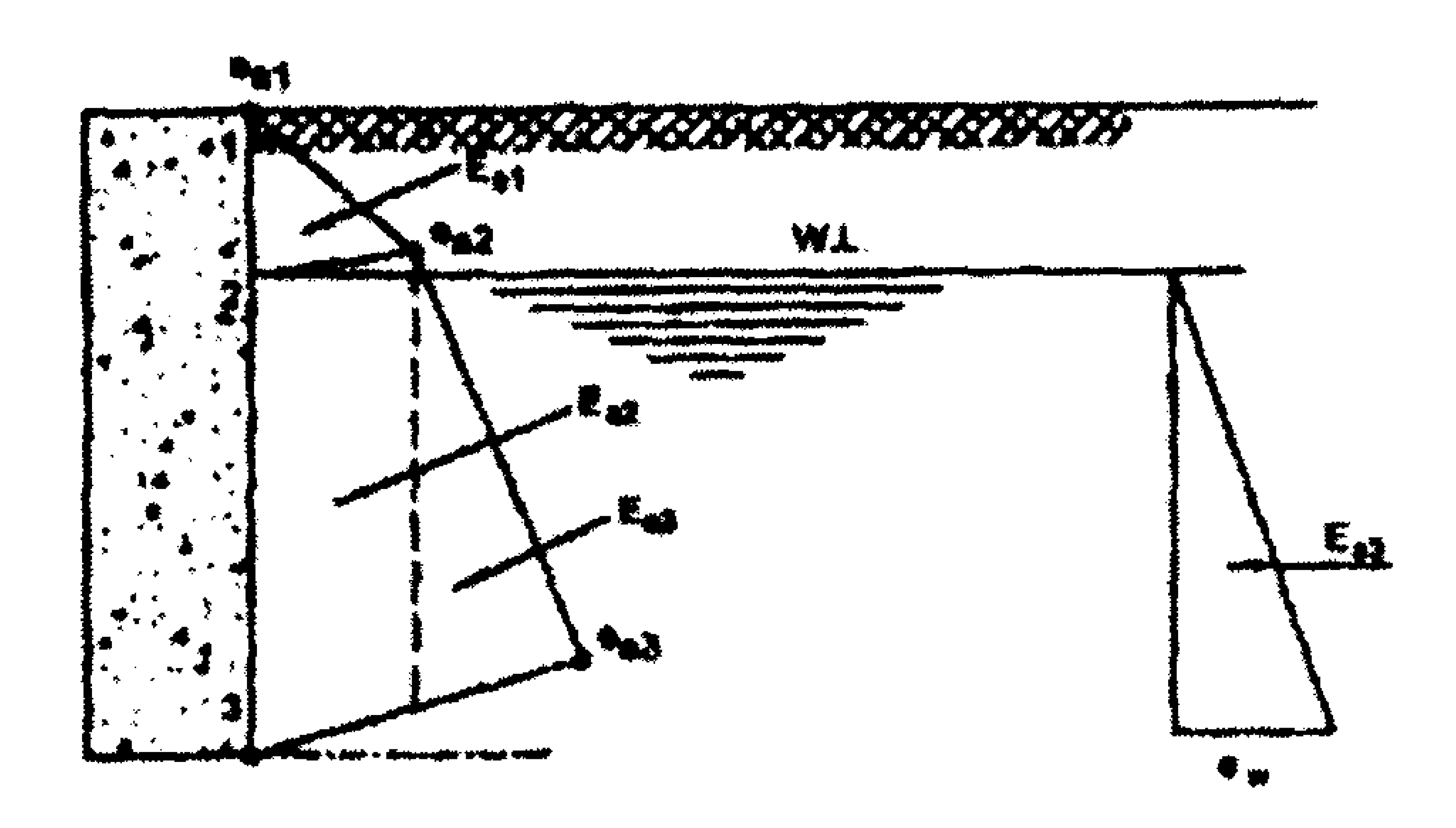
$$\phi = 30^\circ$$

الشكل ٢-٩١: شكل سطح التربة ومنسوب المياه الجوفية خلف الحائط

الحـــل

$$\because \quad \phi = 30^\circ$$

$$\therefore \quad \phi' = \frac{2}{3}, \qquad \phi = 20^\circ, \qquad i = 0.0, \qquad \beta = 0.0$$



الشكل ٢-٩٢: مخطط توزيع القوى خلف الحائط

$$K_a = 0.29$$

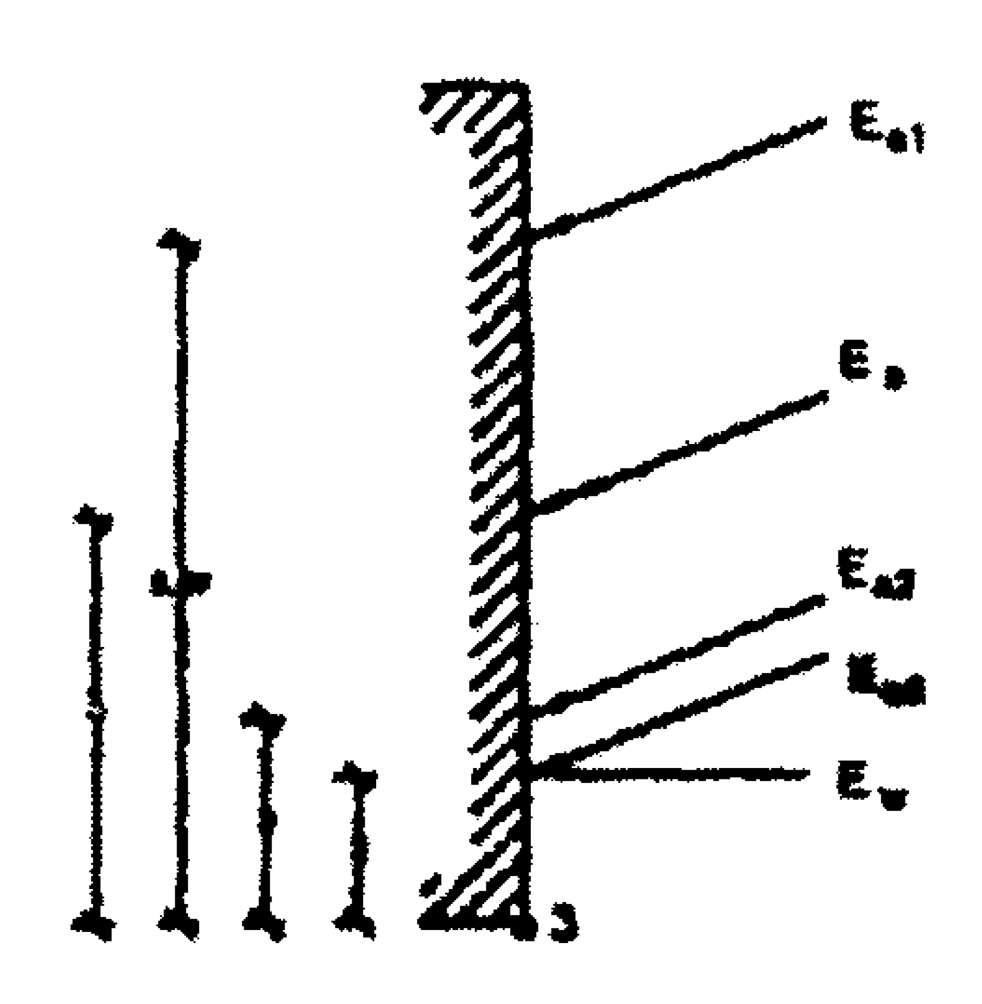
$$e_a = \gamma h K_a$$

$$e_{a_1} = 0.0$$

$$e_{a_2} = (1.6 \times 2) \times 0.029 = 0.928 \text{ t/m}^2$$

$$e_{a_3} = 0.928 + (0.8 \times 6.0) \times 0.29$$

$$= 2.32 \text{ t/m}^2$$



الشكل ٢-٩٣: مواقع خطوط القوى خلف الحائط

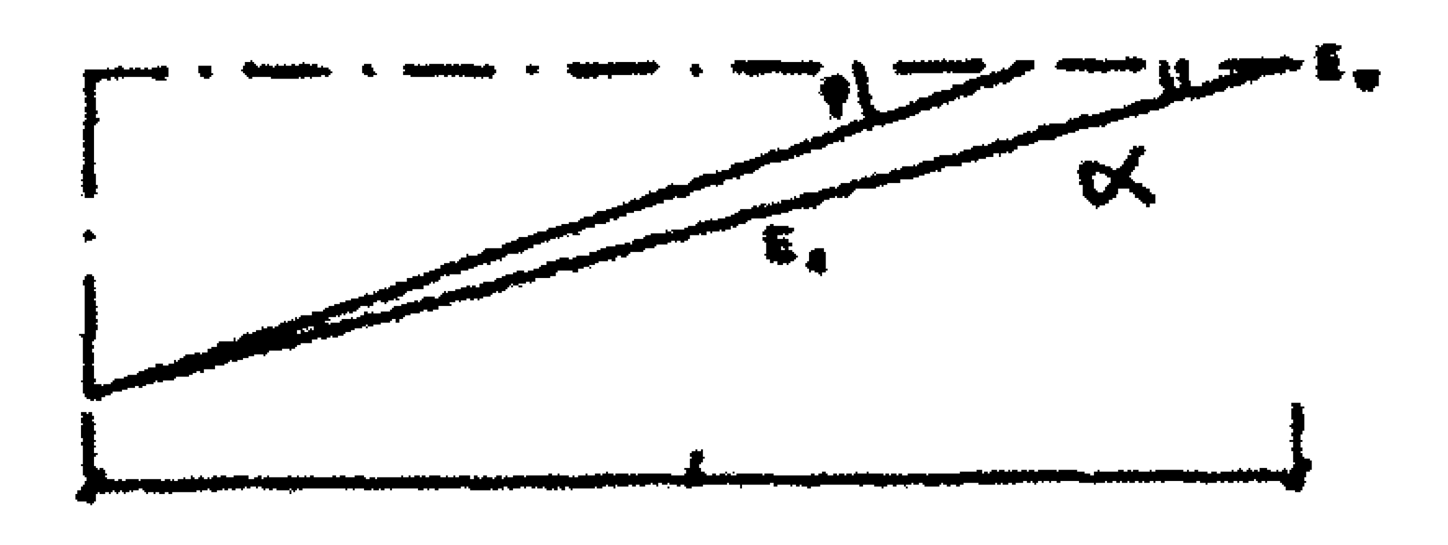
$$e_w = \gamma_w h_w = 1.0 \times 6.0 = 6.0 \text{ t/m}^2$$

$$E_{a_1} = \frac{1}{2} \times 0.928 \times 2 = 0.928 \text{ t/m}'$$

$$E_{a_2} = 0.928 \times 6 = 5.568 \text{ t/m}'$$

$$E_{a_3} = \frac{1}{2}(2.32 - 0.928) \times 6 = 4.176 \text{ t/m}'$$

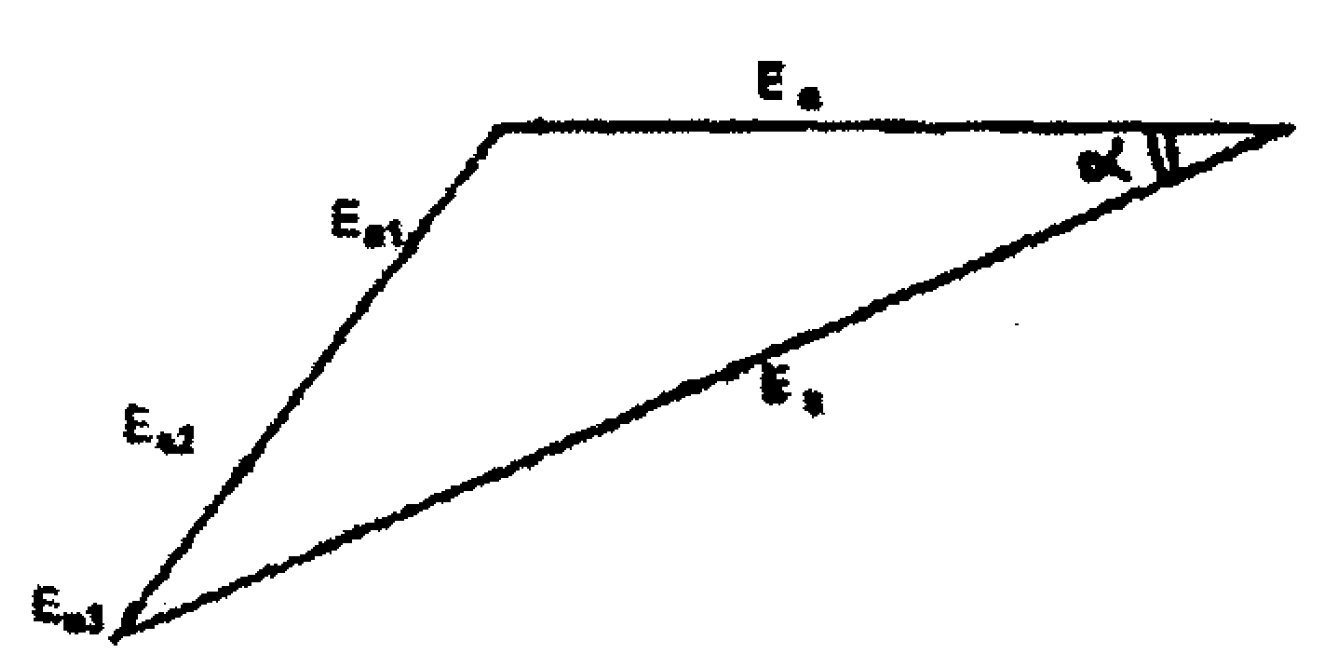
$$\sum E_{a_i} = 10.672 \text{ t/m}'$$



الشكل ٢-٩٤: مثلث القوى

$$E_w = \frac{1}{2} \times 6 \times 6 = 18 \text{ t/m}'$$

$$\sum E_{a_i} cos\phi^{\backslash} = 10.672 cos 20 = 10.03 \ t/m^{\backslash}$$
$$\sum E_{a_i} sin\phi^{\backslash} = 10.672 sin 20$$
$$\because \quad x = 3.65$$
$$\therefore \quad E_a = \sqrt{28.03^2 + 3.65^2},$$
$$Z = 10.03 + 18 = 28.03$$
$$\therefore \quad E_a = 28.27 \ t/m^{\backslash}$$

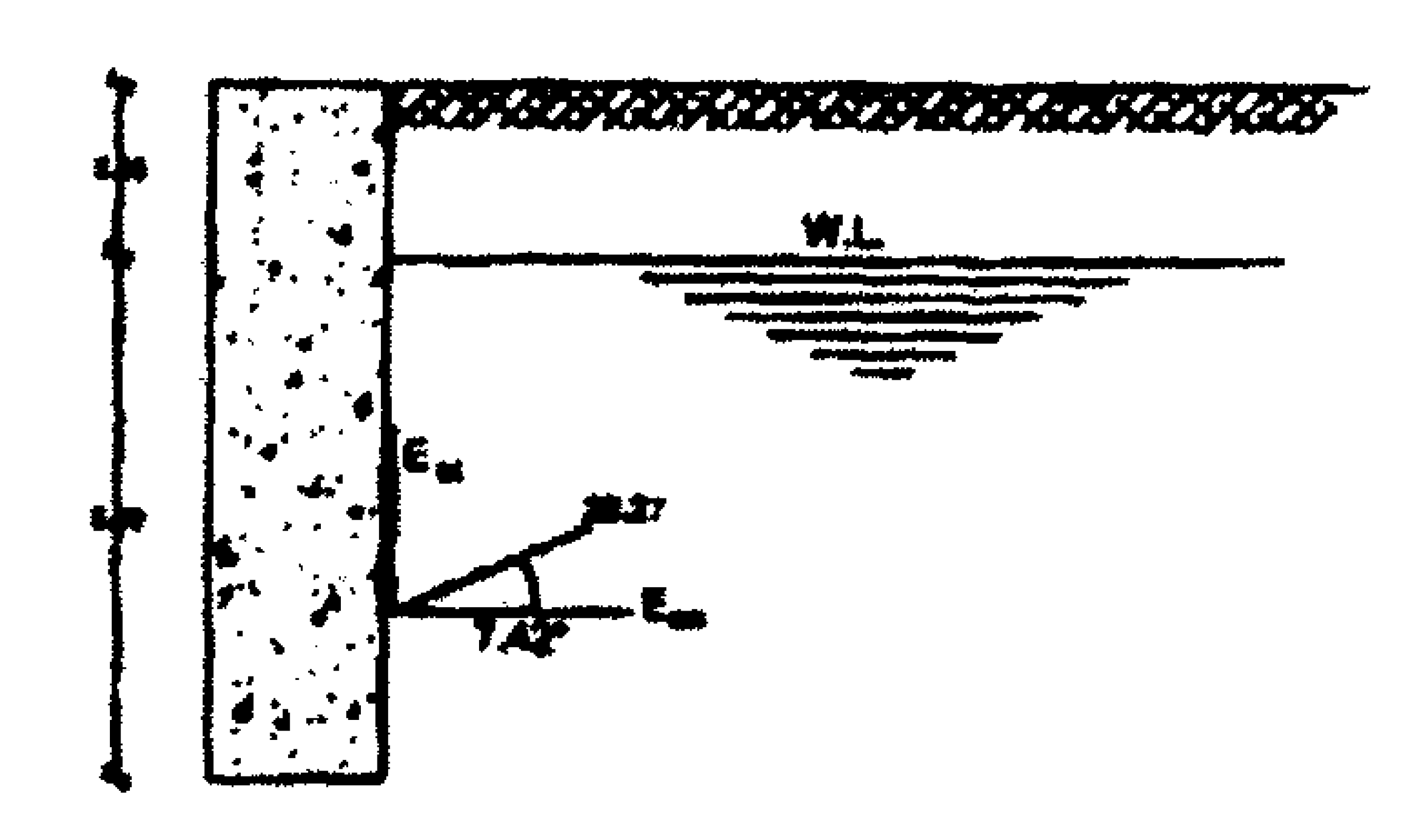


الشكل ٢-٩٥: مثلث القوى

$$\alpha = tan^{-1}\frac{x}{Z} = tan^{-1}\frac{3.65}{28.03} = 7.42°$$

E_a ، α يمكن حسابهما كما سبق أو E_a يمكن أن نحصل عليه من مثلث القوى بالقيمة والاتجاه.

للحصول على نقطة تأثير E_a :



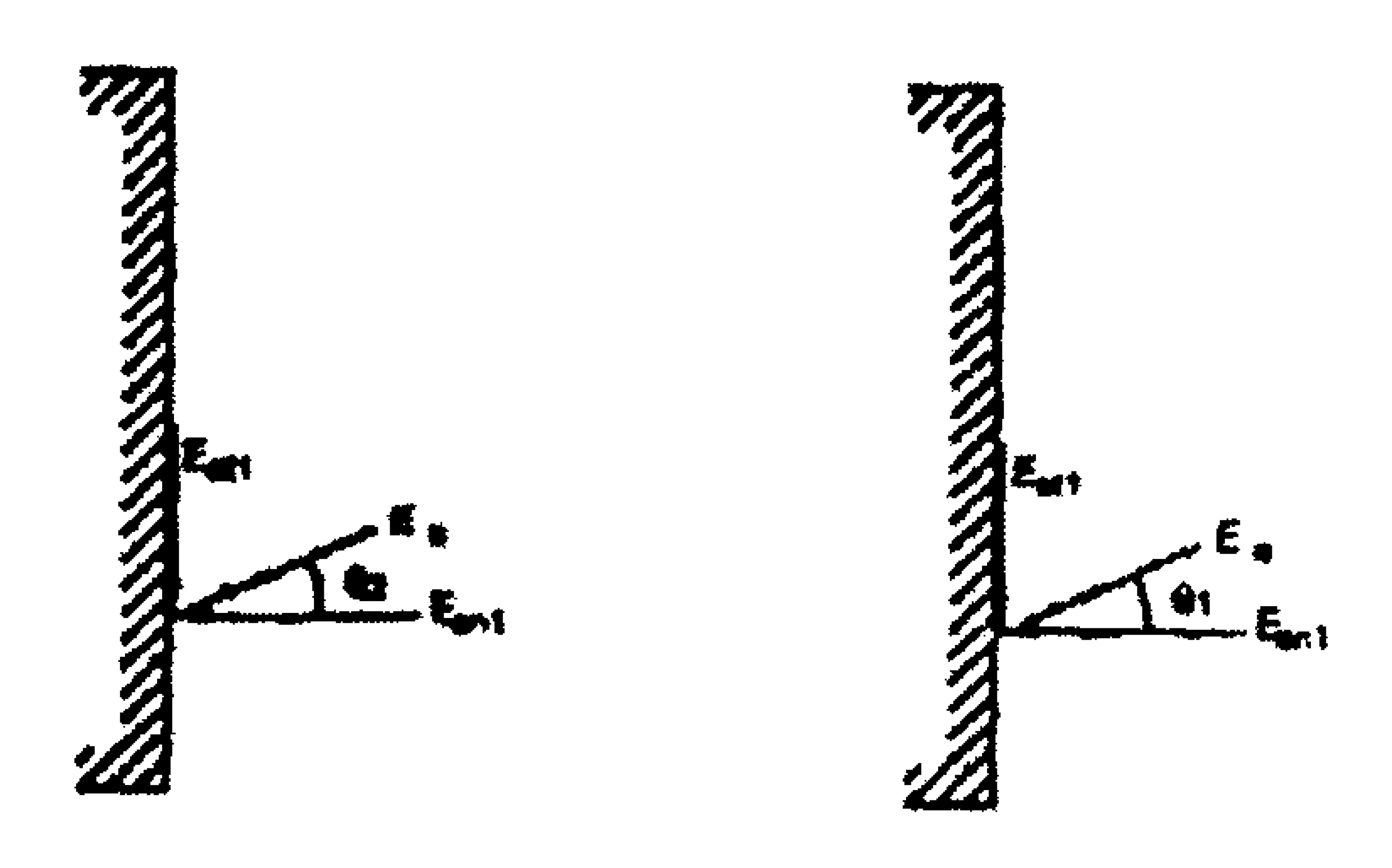
الشكل ٢-٩٦: سطح الأرض ومنسوب المياه الجوفية ونقطة تأثير محصلة القوى خلف الحائط

$$\sum M_{(3)} = 0.0$$
$$0.928 \times 6.67 + 5.568 \times 3.0 + 4.176 \times 2.0 - Y E_a = 0$$
$$\therefore \quad Y \times 28.27 = 31.243$$
$$\therefore \quad Y = 1.11 \ m$$
$$E_{an} = E_a cos\phi$$

$$E_{aT} = E_a \sin\alpha = 28.27 \sin 7.42 = 3.65 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

$$E_{an} = E_a \cos\alpha = 28.27 \cos 7.42 = 28.03 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

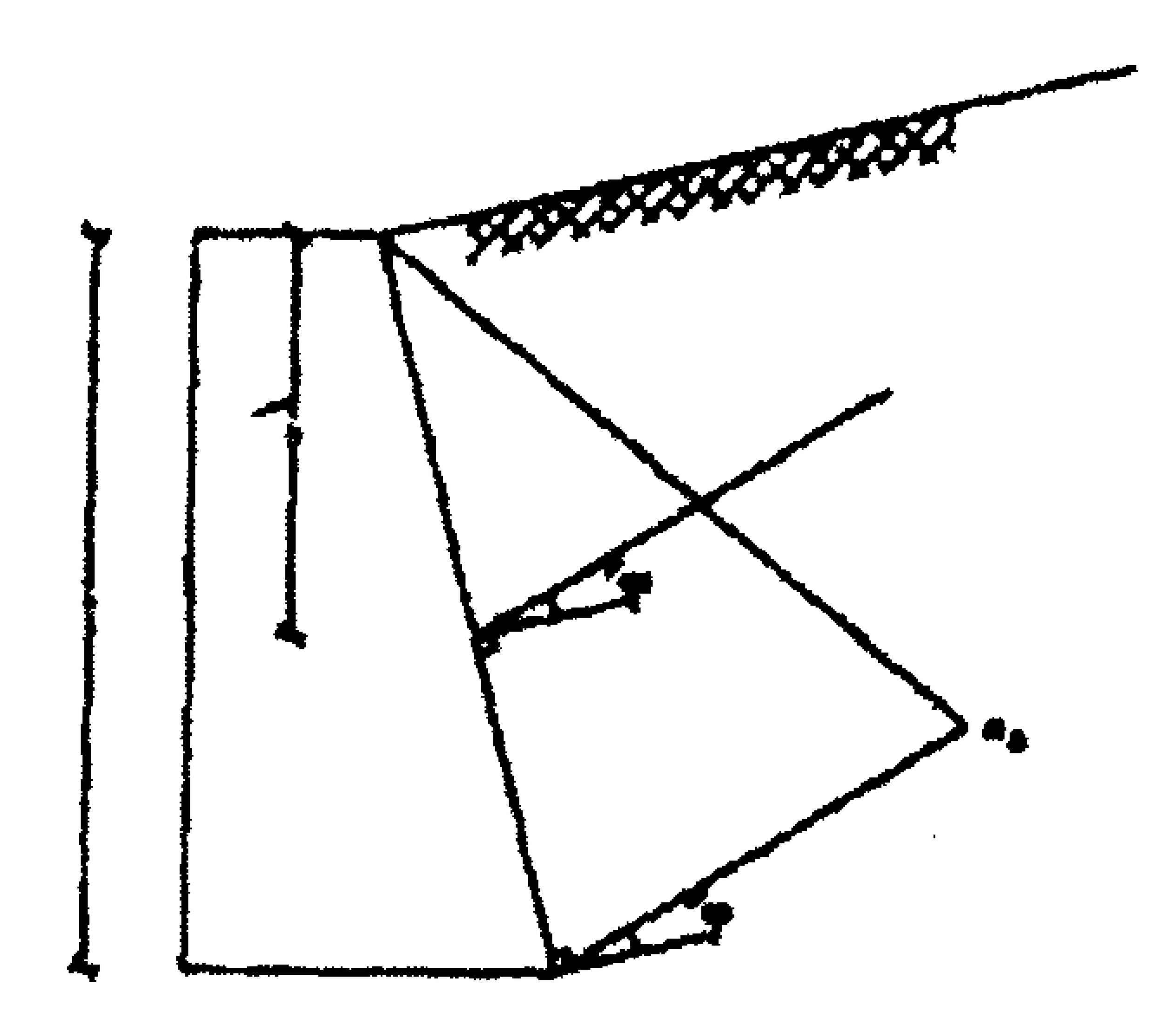
للمقارنة بين قوتين مختلفتين في المقدار والاتجاه يجب أن تحلهما في اتجاهين، الاتجاه العمودي والاتجاه المماس للحائط ثم قارن بين مركبات القوى بعد ذلك.



الشكل ٢-٩٧: تحليل القوى خلف الحائط

قارن بين E_{an1} ، E_{an2} ، E_{aT1} ، E_{aT1}.

مثـــال ٢ـ٧



rough wall back

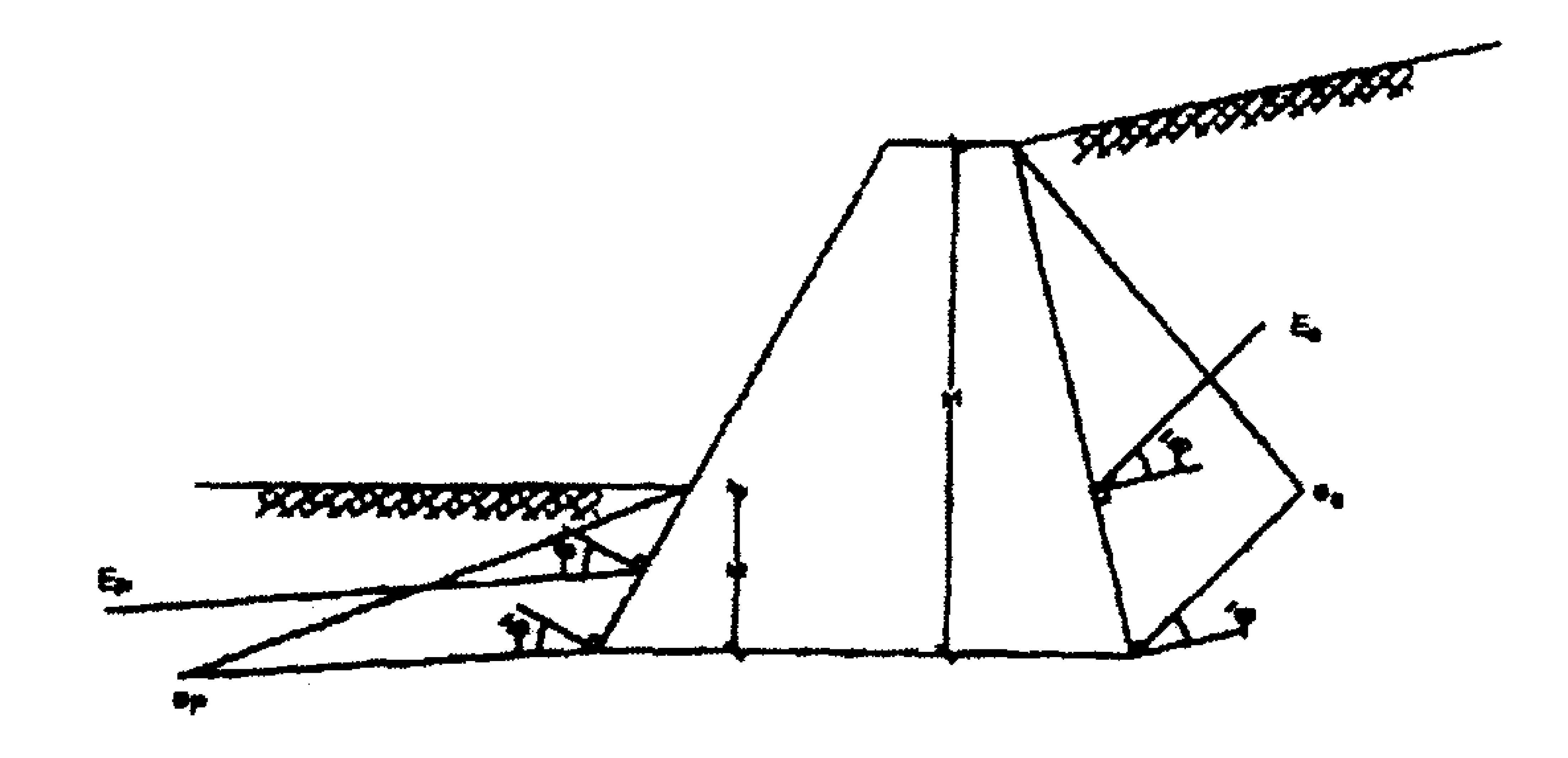
الشكل ٢-٩٨: مثلث قوى الضغط للتربة خلف الحائط

$$\phi^{\backslash} = \frac{2}{3}\phi$$

$$e_a = \gamma h K_{a(\text{cal.})}$$

$$E_a = \frac{1}{2} e_a h$$

مثـــال ٢ـ٨



الشكل ٢-٩٩: مخطط توزيع القوى للضغط والمقاومة على الحائط

في حالة التربة الفعالة

$$e_a = \gamma h_1 K_{a(cal.)}$$

$$E_a = \frac{1}{2} e_a h_1$$

في حالة التربة المقاومة

$$e_p = \gamma h_2 K_{p(cal.)}$$

$$E_p = \frac{1}{2} e_p h_2$$

مثـــال ٢ـ٩

$$e_p = \gamma_{2(sub.)} h_1 K_{p(cal.)}$$

$$e_{a_1} = 0.0$$

$$e_{a_2} = \gamma_{1(dry)} h_2 K_{a(cal.)}$$

$$e_{a_3} = e_{a_2} + \gamma_{2(sub.)} h_3 K_{a(cal.)}$$

$$E_p = \frac{1}{2} e_p h_1$$

$$E_{a_1} = \frac{1}{2} e_{a_2} h_2$$

$$E_{a_2} = e_{a_2} h_3$$

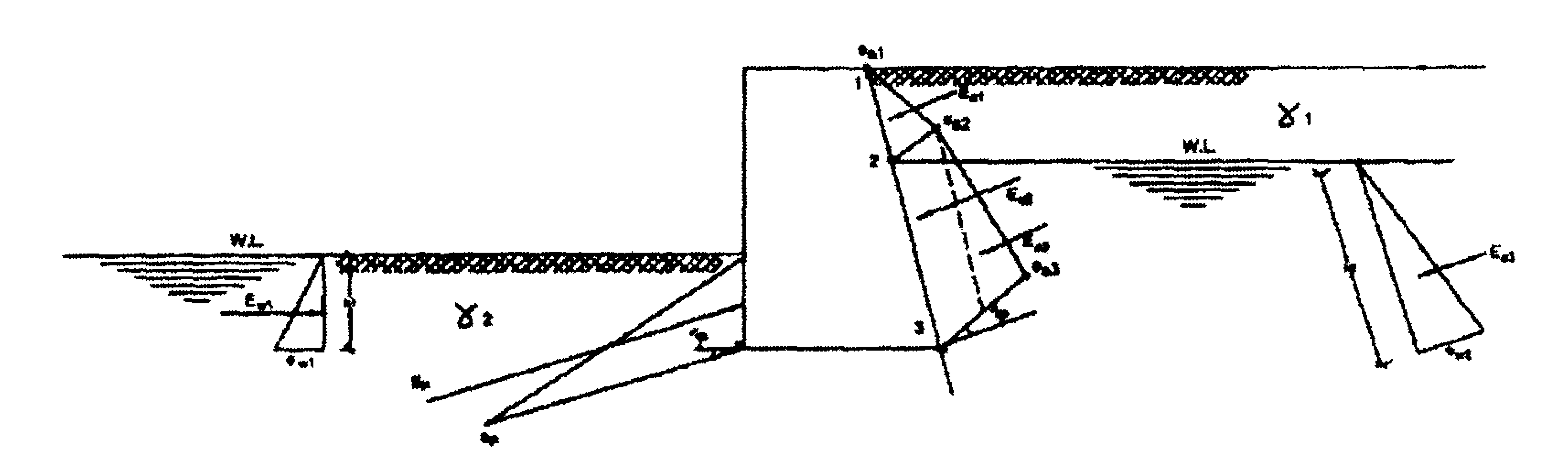
$$E_{a_3} = \frac{1}{2}\left(e_{a_3} - e_{a_2}\right) h_3$$

$$e_{w_1} = \gamma_w h_1$$

$$e_{w_2} = \gamma_w h_3$$

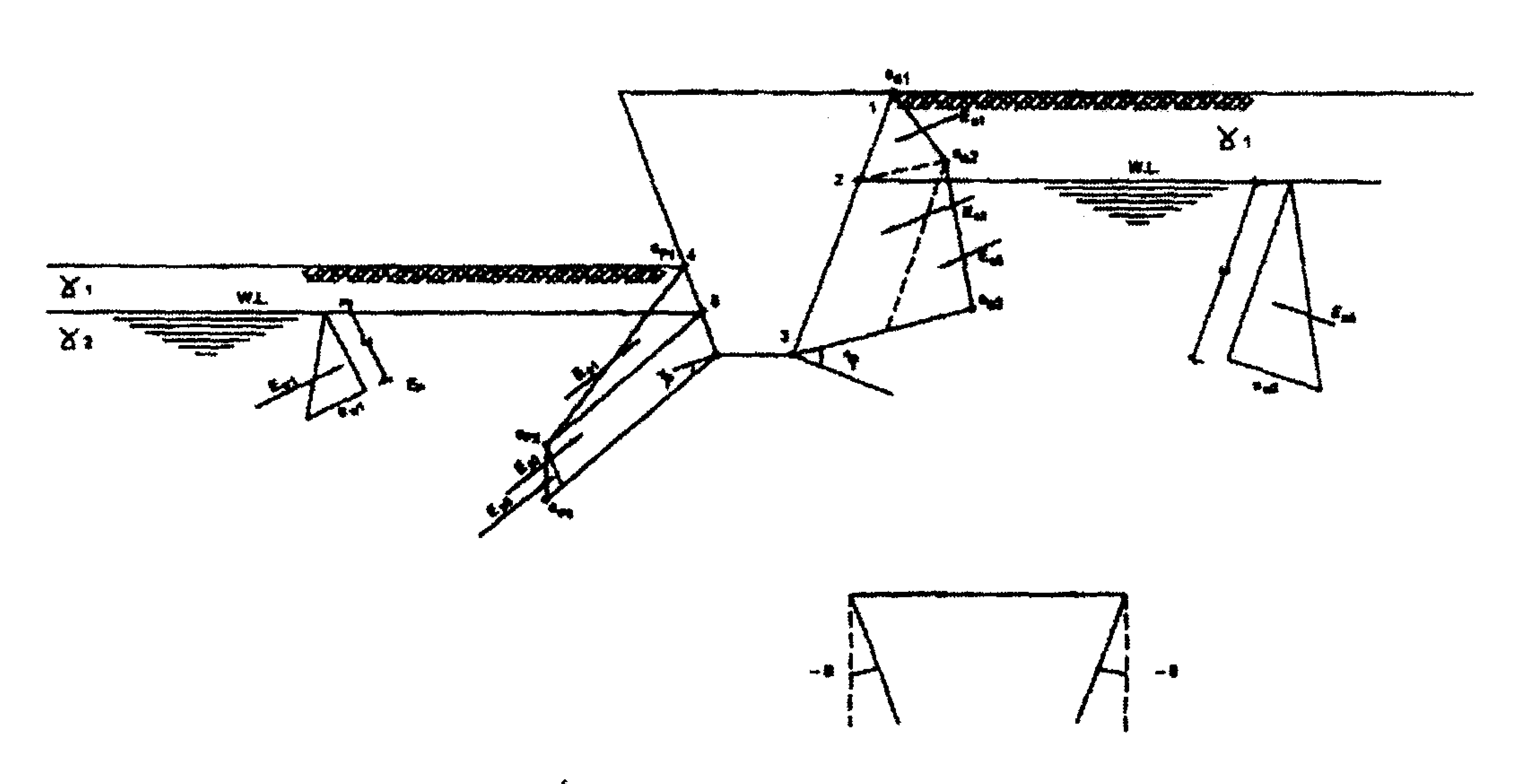
$$E_{w_1} = \frac{1}{2} e_{w_1} \overline{h_1}$$

$$E_{w_2} = \frac{1}{2} e_{w_2} \overline{h_3}$$



الشكل ٢-١٠٠: مخطط توزيع القوى للضغط والمقاومة على الحائط

مثــال ٢ـ١٠



الشكل ٢-١٠١: توزيع القوى خلف وأمام الحائط

احسب K_a ، K_p.

الحـــل

$$e_{a_1} = 0.0$$

$$e_{a_2} = \gamma_1 h_4 K_a$$

$$e_{a_3} = e_{a_2} + \gamma_{2(\text{sub.})} h_2 K_a$$

$$e_{w_2} = \gamma_w h_w = 1.0 \times h_2$$

$$E_{w_2} = \frac{1}{2} e_{w_2} \overline{h_2}$$

$$E_{a_1} = \frac{1}{2} e_{a_2} h_4$$

$$E_{a_2} = e_{a_2} h_2$$

$$E_{a_3} = \frac{1}{2}\left(e_{a_3} - e_{a_2}\right) h_2$$

$$e_{p_1} = 0.0$$

$$e_{p_2} = \gamma_1 h_3 K_p$$

$$e_{p_3} = e_{p_2} + \gamma_{2(\text{sub.})} h_1 K_p$$

$$e_{w_1} = \gamma_w h_w = 1.0 \times h_1$$

$$E_{w_1} = \frac{1}{2} e_{w_1} \overline{h_1}$$

$$E_{p_1} = \frac{1}{2} e_{p_2} h_3$$

$$E_{p_2} = e_{p_2} h_1$$

$$E_{p_3} = \frac{1}{2}\left(e_{p_3} - e_{p_2}\right) h_1$$

مثـــال ٢ـ١١

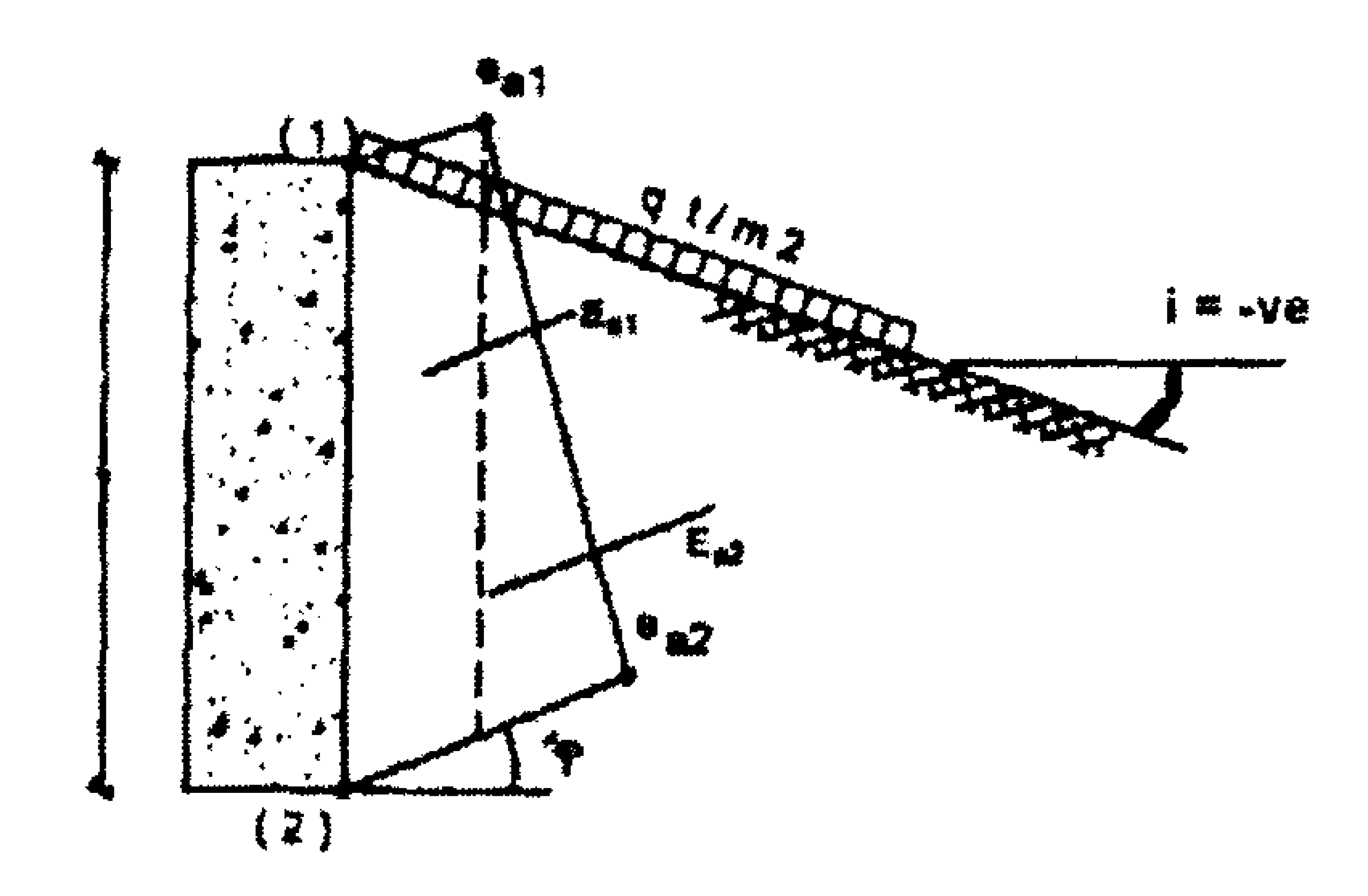
$$e_a = \left(q + \gamma h\right) K_a$$

$$e_{a_1} = \left(q + 0.0\right) K_a$$

$$e_{a_2} = \left(q + \gamma h\right) K_a$$

$$E_{a_1} = e_{a_1} h$$

$$E_{a_2} = \frac{1}{2}\left(e_{a_2} - e_{a_1}\right) h$$

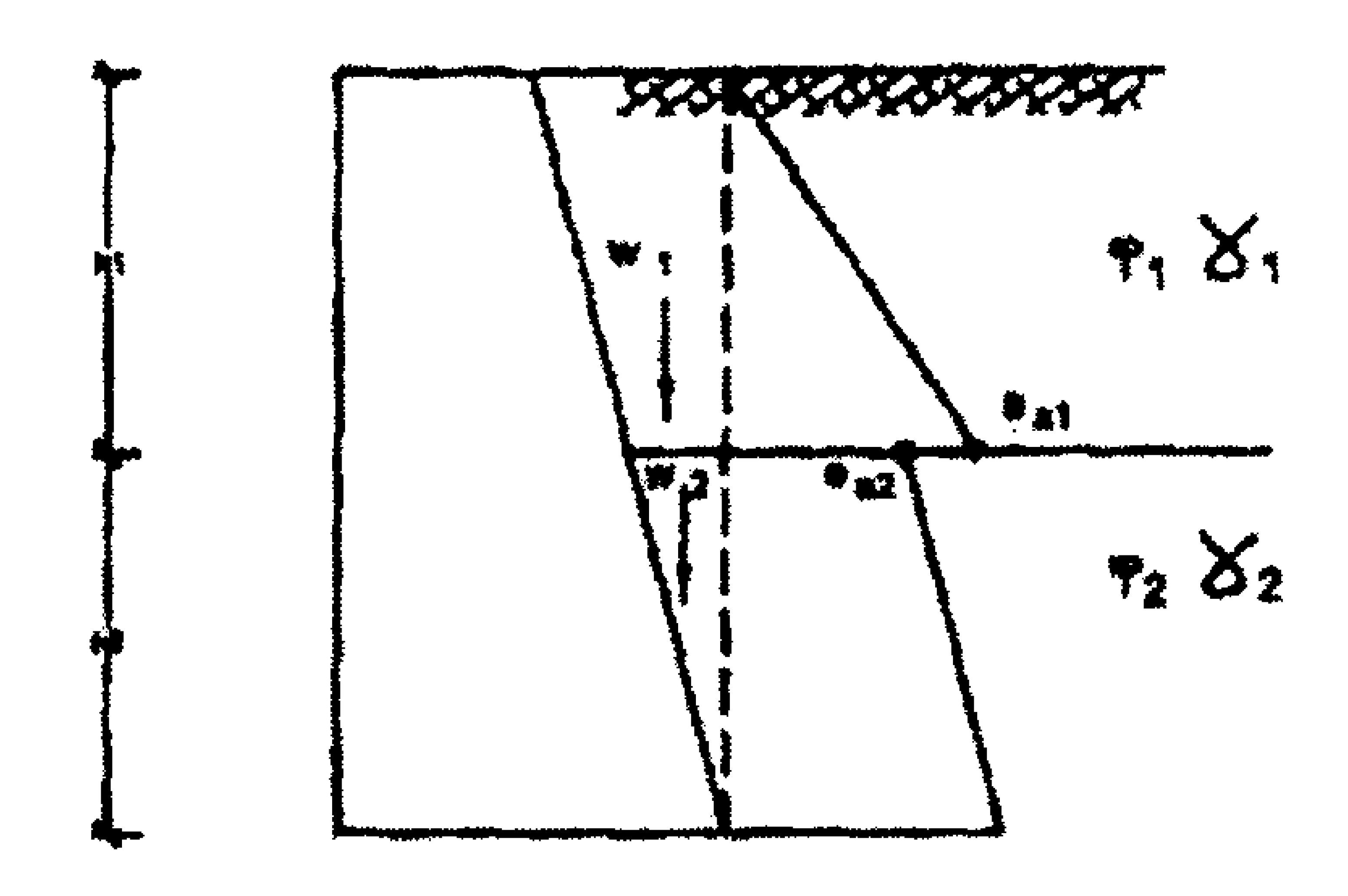


الشكل ٢-٣-١٠٢: توزيع القوى مع سطح الأرض خلف الحائط

وفيما يلي بعض المقارنات والطرق الجديدة.

١٢-٢ المقارنة بين طريقة رانكن وطريقة كولوم
Comparing for Rankine & Coulomb Methode

طريقة رانكن

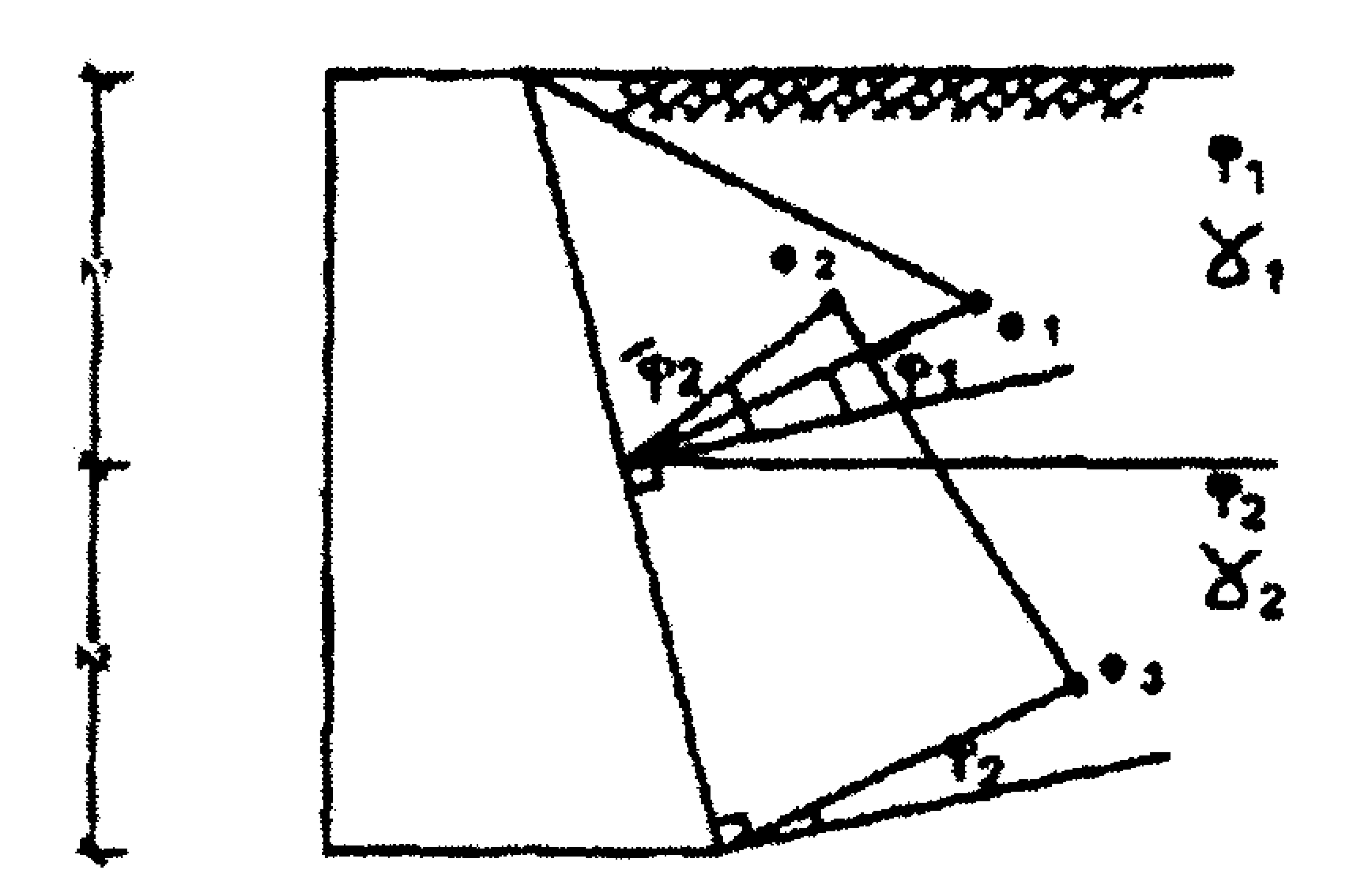


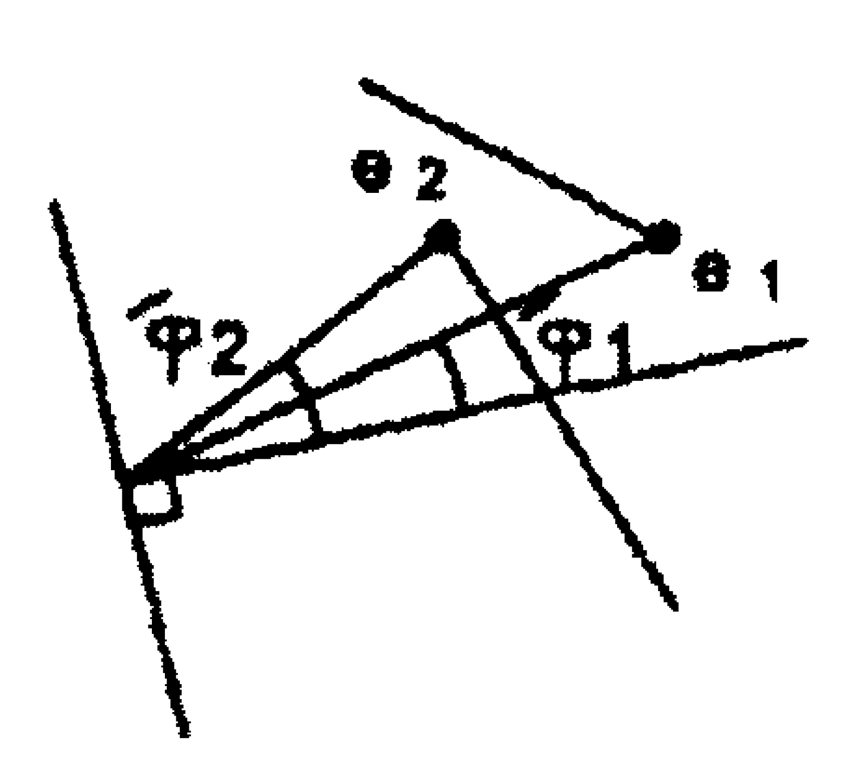
الشكل ٢-٣-١٠٣: توزيع القوى خلف الحائط

$$e_{a_1} = \gamma_1 h_1 K_{a_1}$$
$$e_{a_2} = \gamma_1 h_1 K_{a_2}$$
$$e_{a_3} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) K_{a_2}$$

طريقة كولوم

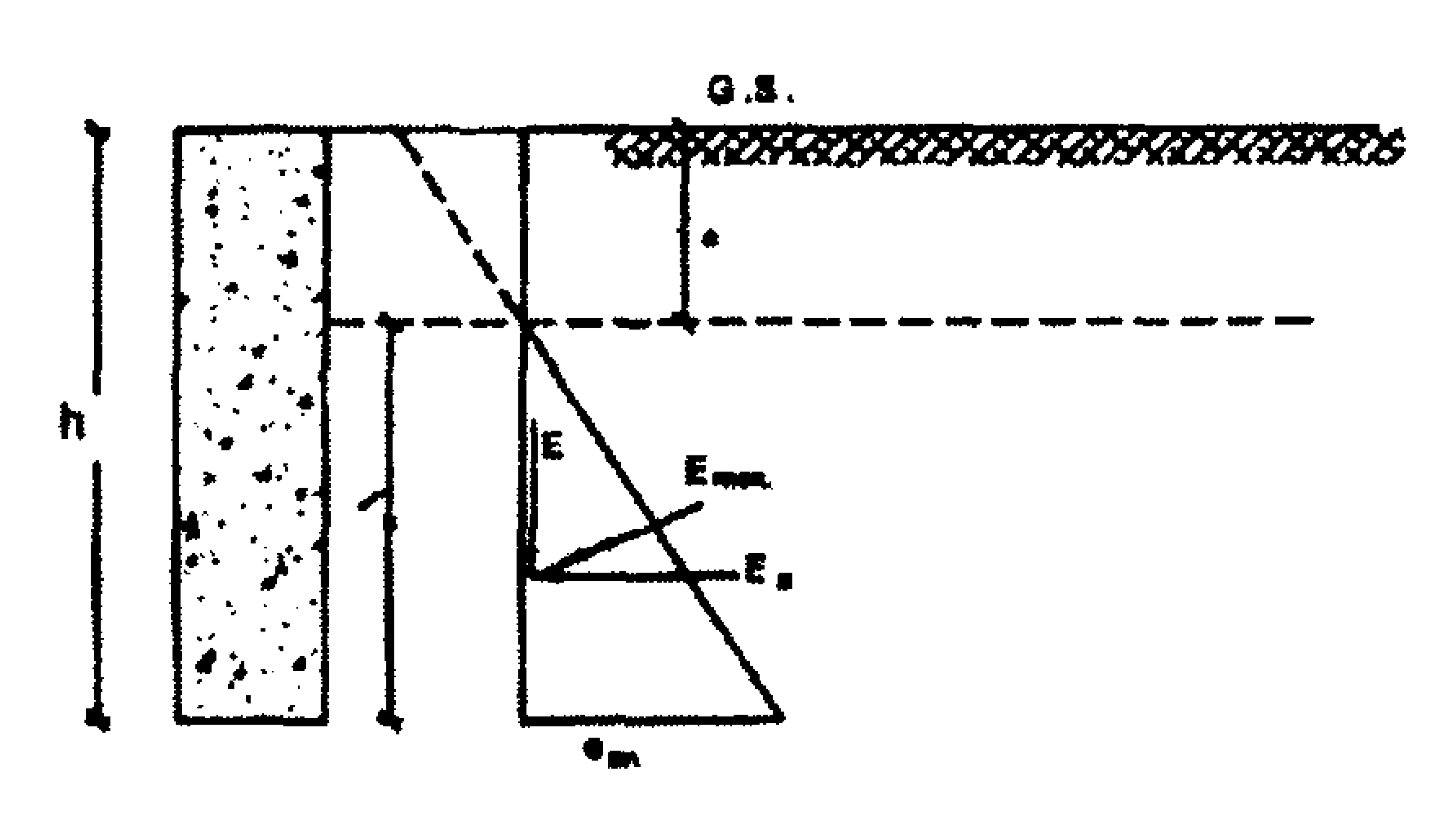
$$e_1 = \gamma_1 h_1 K_{a_1(\text{cal.})}$$
$$e_2 = \gamma_1 h_1 K_{a_2(\text{cal.})}$$
$$e_3 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) K_{a_2(\text{cal.})}$$





الشكل ٢-١٠٤: توزيع القوى خلف الحائط

٢-١٣ نظرية كولوم للتربة-C Columb Theory for C-Soil



الشكل ٢-١٠٥: توزيع القوى للضغط خلف الحائط

$C_w \neq 0.0$, Wall adhesion $\neq 0.0$, $\phi = \phi' = 0.0$, $C_w \neq 0.0$

٢-١٣-١ حالة حائط رأسي وخط سطح تربة أفقي Vertical Wall & Horizontal G.S

$$e_{\substack{an\\pn}} = \gamma h \mp 2C\sqrt{1 + \frac{C_w}{C}}$$

حيث $C_w =$ الالتصاق بين الحائط والتربة.

$C =$ التماسك بين جزيئات التربة.

عند $e_a = 0.0$

فإن $C_w \cong \frac{2}{3} C$

$$\therefore \quad 0.0 = \gamma Z_o - 2C\sqrt{1+\frac{C_w}{C}}$$

إذا لم يُذكر غير ذلك فإن $K_{a_p} = 1.0$.

$$\therefore \quad Z_o = \frac{2C\sqrt{1+\frac{C_w}{C}}}{\gamma}$$

$$E_a = \frac{1}{2} e_{an} (h - Z_o)$$

وتكون معادلة إحداثي ضغط التربة العرضي كالآتي:

$$e_{an} = (\gamma h + q) K_a - 2C\sqrt{1+\frac{C_w}{C}}$$

٢-١٣-٢ حالة حائط أو خلفية مائلة أو سطح أرضي مائل

Case of Inclined Wall Pack or Sloping G.S

طريقة الحساب بالرسم (طريقة الخابور بالمحاولات)

١. لتربة C وتربة $C-\phi$

٢. افترض 3 أو أكثر من مستويات (أسطح) الانهيار.

٣. حدد عمق شروخ الشد Z_o كما سبق.

٤. نضع القوى المؤثرة على كل خابور حيث:

$$C = c L = ** \ t/m^{\backslash}$$

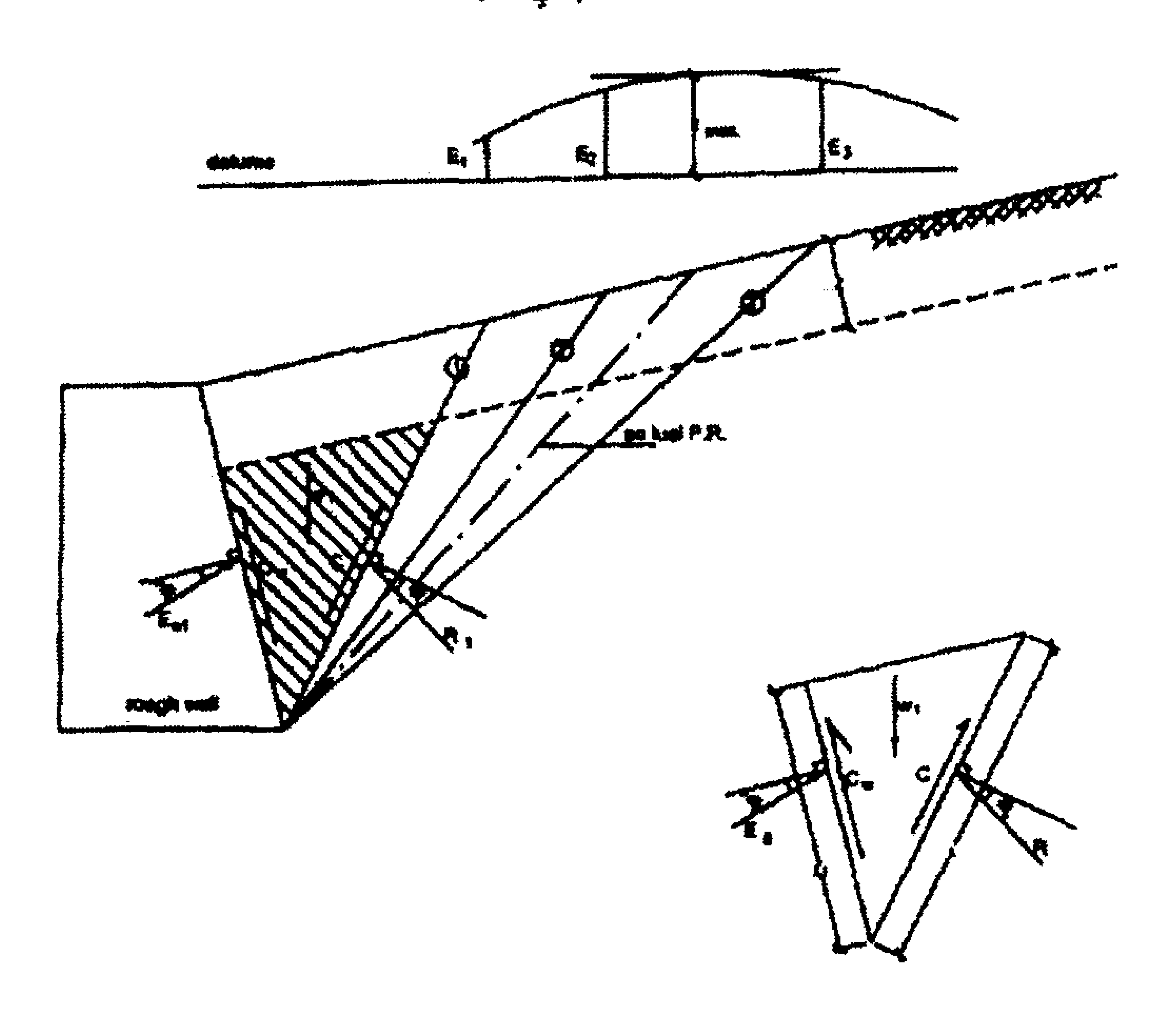
مقدارًا واتجاهًا.

$$C_w = c_w L_1 = ** \ t/m^{\backslash}$$

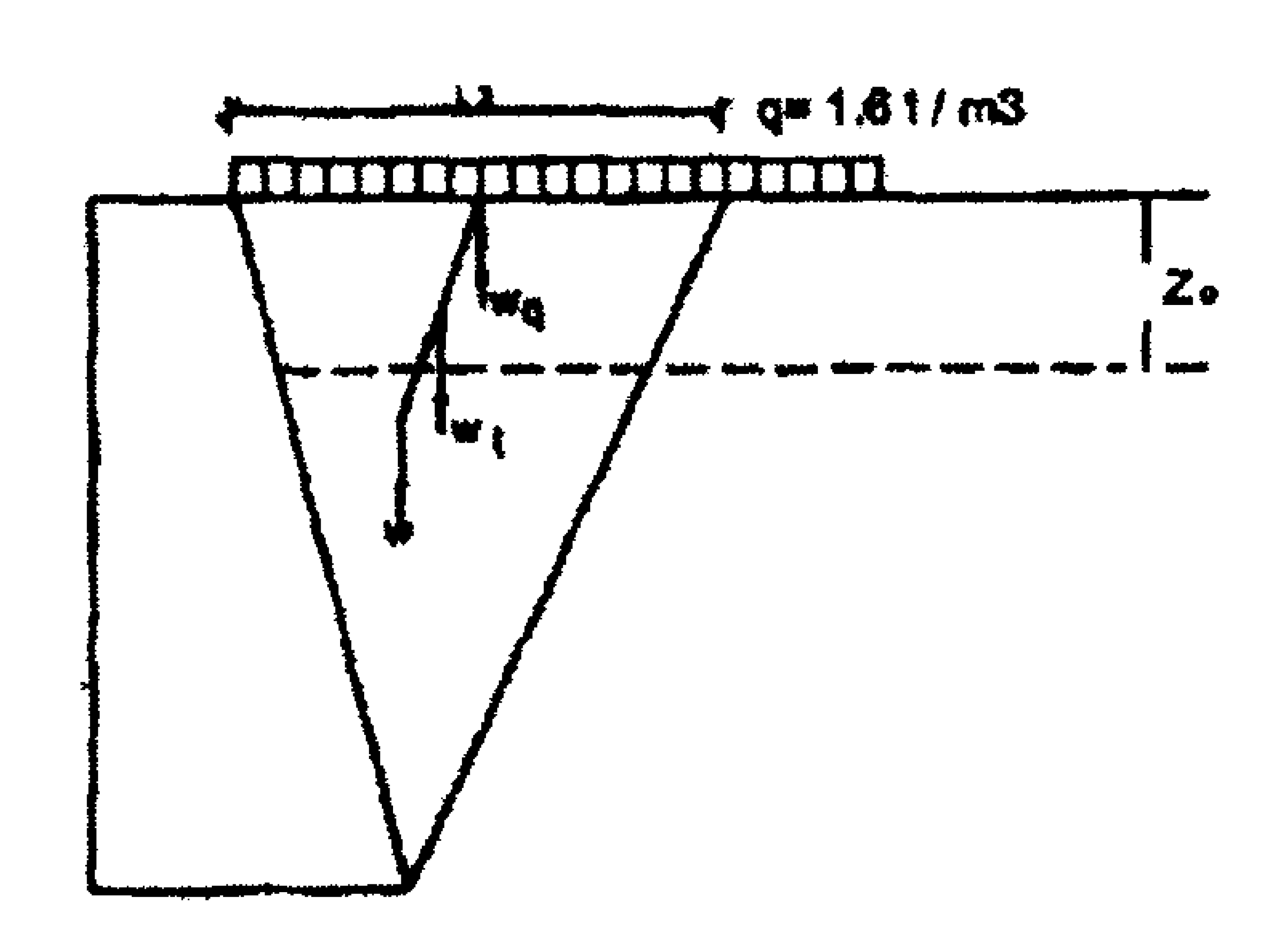
مقدارًا واتجاهًا.

٥. حدد $W = ** \ t/m^{\backslash}$

٦. إذا كان لدينا q حيث $W_q = q L_3$



الشكل ٢-١٠٦: مخطط بيان طريقة الخابور



الشكل ٢-١٠٧: توزيع الأحمال الرأسية خلف الحائط

٧. ارسم مثلث القوى لكل خابور wedge.

٨. احصل على E ، R لكل خابور.

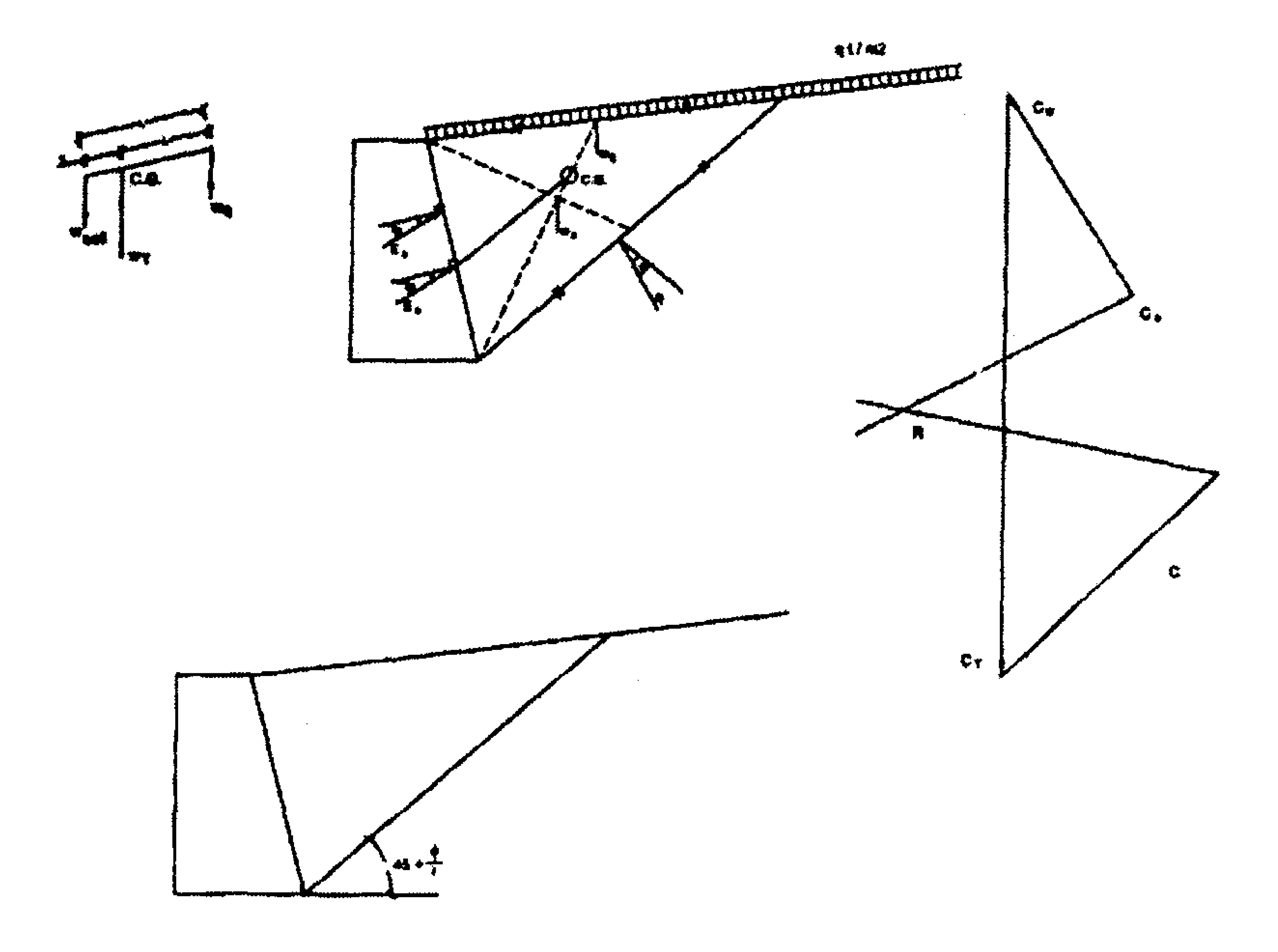
٩. ارسم منحنى لقيمة E على مستوى أفقي واحصل على E_{max} .

١٠. اختر مقياس رسم مناسبًا للرسم.

١١. ارسم W_T بالمقدار والاتجاه.

١٢. ارسم C من نهاية W_T بالمقدار والاتجاه.

١٣. ارسم C_W من بداية W_T بالمقدار والاتجاه.



الشكل ٢-٨-١٠٨: توضيح لخطوط الأحمال الرئيسية وخط ميل انهيار القص

١٤. ارسم موازيًا للقوة R من نهاية C.

١٥. ارسم موازيًا للقوة R، E_a سوف يتقاطع مع هذه النقطة نحصل على ✓ $= E_a$ بمقياس الرسم لتحديد نقطة تأثير E_a.

١٦. لتحديد $C.G$ لكل الأحمال:

$$W_T X = W_q (X + L)$$

$$X = \frac{W_q L}{W_T}$$

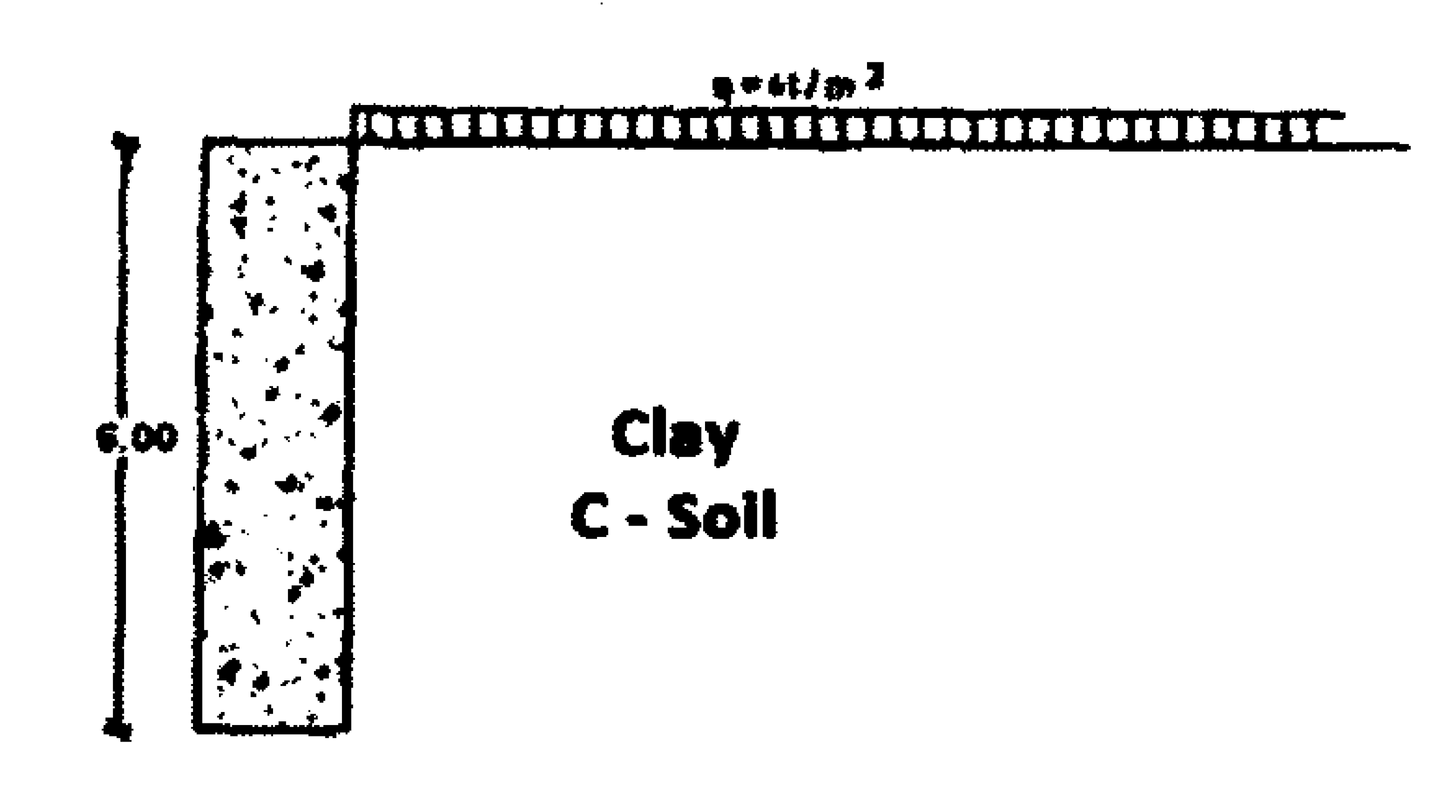
١٧. من $C.G$ ارسم خطًا موازيًا للقوة $P.R$ لتقاطعه مع الحائط عند نقطة تأثير E_a والتي سوف تكون هي النقطة O.

١٨. من النقطة O ارسم خطًا موازيًا للقوة E_a.

ملاحظة

إذا كنت في امتحان افترض أن $P.R$ موازٍ للاتجاه الأفقي بزاوية $45+\phi/2$ ثم اتبع الخطوات التالية من خطوة ٢ إلى خطوة ٧ ثم حدد مقدار واتجاه القوة E_a.

مثـــال ٢ـ١٢

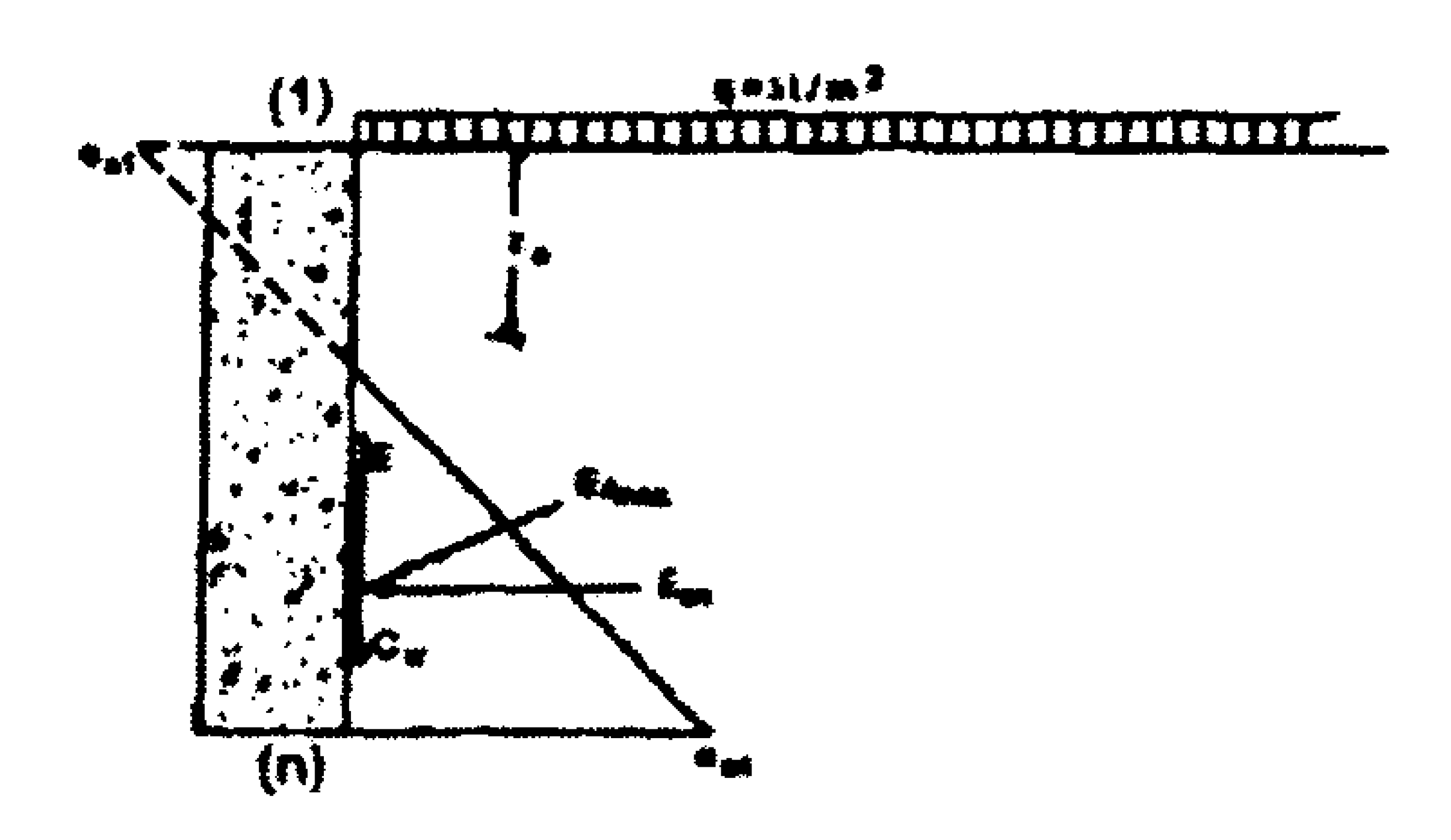


الشكل ٢-١٠٩: التربة والأحمال خلف الحائط

حدد قيمة محصلة ضغط التربة الفعال على الحائط الموضح بالرسم حيث:

$$\phi=\phi^{\backslash}=0.0,\quad C=0.3\ \text{kg/cm},\quad C_w=0.25\ \text{kg/cm}^2,\quad \gamma=1.7$$

الحـــل



الشكل ٢-١١٠: توزيع ضغط التربة الفعال

$$e_{an}=(q+\gamma h)K_a-2C\sqrt{1+\frac{C_w}{C}}$$

$$e_{a_1}=(5+0.0)\times1.0-2\times3\sqrt{1+\frac{0.25}{0.30}}=-3.124\ \text{t/m}^2$$

$$e_{an}=(5+1.75\times6)\times1.0-8.124=7.376\ \text{t/m}^2$$

عند

$$e_a=0.0$$

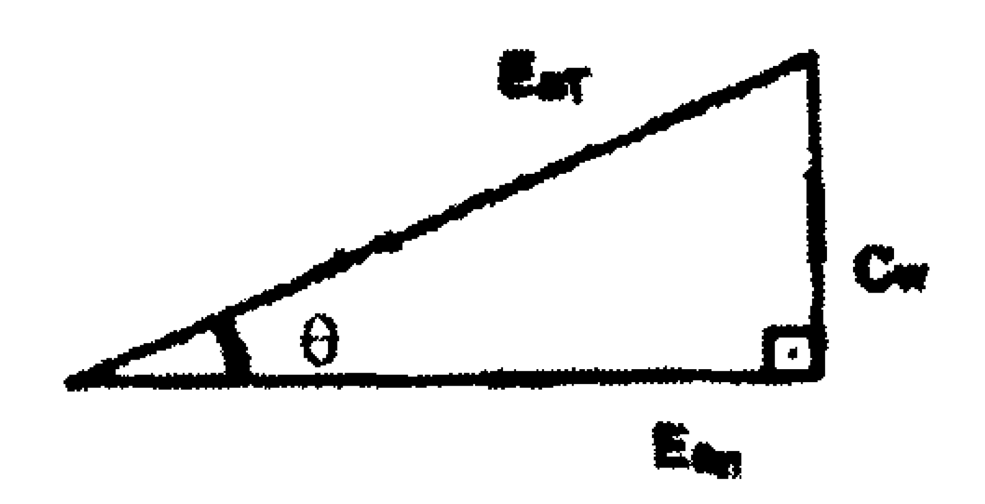
$$\therefore\ 0.0=(5+1.75Z_o)\times1.0-8.124$$

$$\therefore\ Z_o=1.785\ \text{m}$$

$$E_{an}=\frac{1}{2}\times7.376(6-1.785)=15.53\ \text{t/m}^{\backslash}$$

$$C_w=2.5(6-1.785)=10.55\ \text{t/m}^{\backslash}$$

من الشكل ٢-١١١:



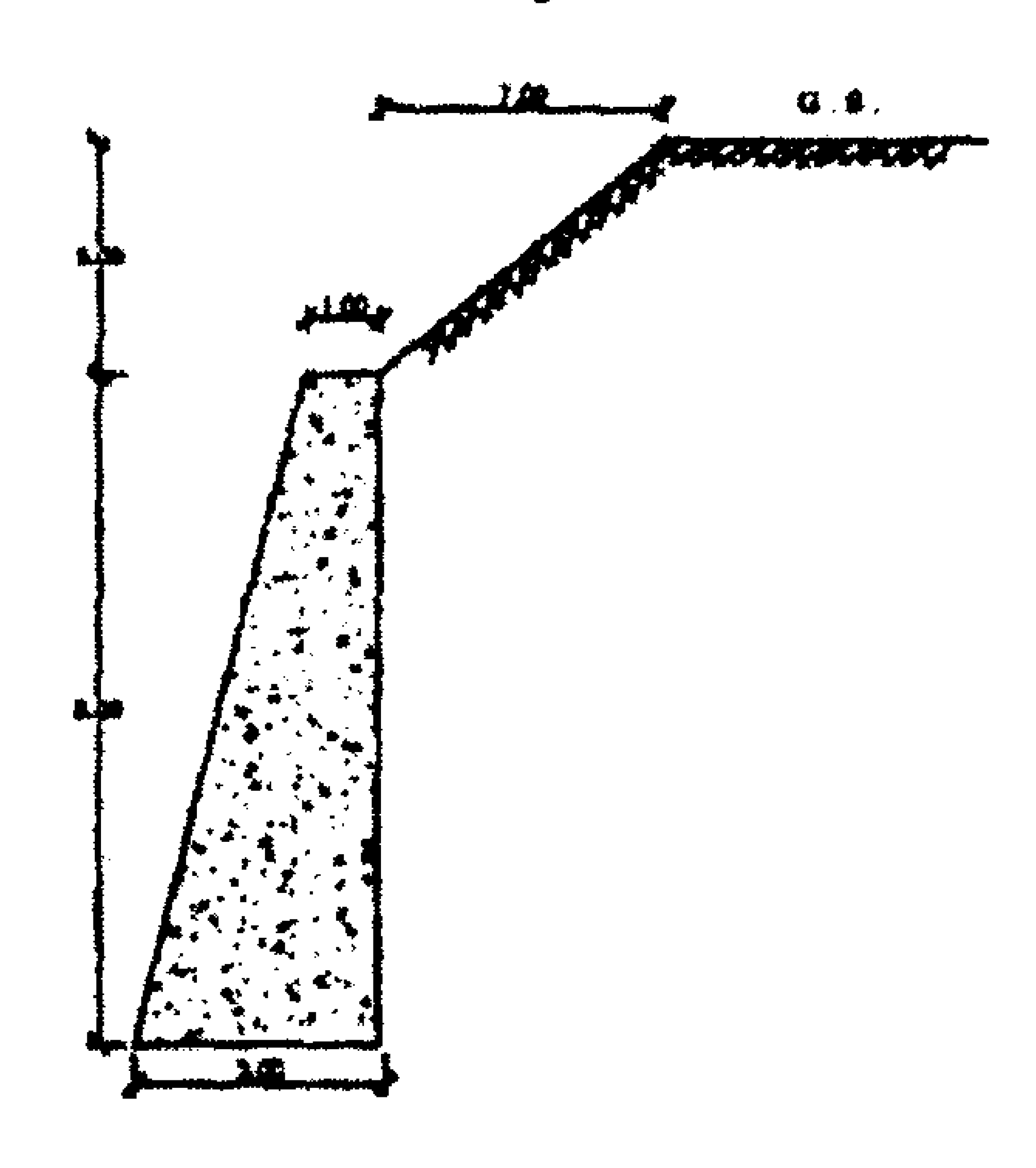
الشكل ٢-١١١: مثلث القوى

$$E_{aT} = E_{a(\max.)} = 18.6 \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$E_{aT} = \sqrt{10.55^2 + 15.53^2} = 18.77 \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$\theta = tan^{-1}\frac{C_w}{E_{an}} = tan^{-1}\frac{10.55}{15.53} = 34.19°$$

مثـــال ٢-١٣



الشكل ٢-١١٢: حائط ساند لتربة ذات ميلان

حدد قيمة محصلة ضغط التربة الفعال على الحائط الموضح بالشكل ٢-١١٢ إذا كان هناك ردم خلفي من الرمل حيث:

$$\phi = 35°, \quad \phi^{\backslash} = 0.0, \quad \gamma = 1.3 \text{ t/m}^3$$

وإذا كان $\phi^{\backslash} = 20°$ مطلوب حساب القوة الفعالة على الحائط.

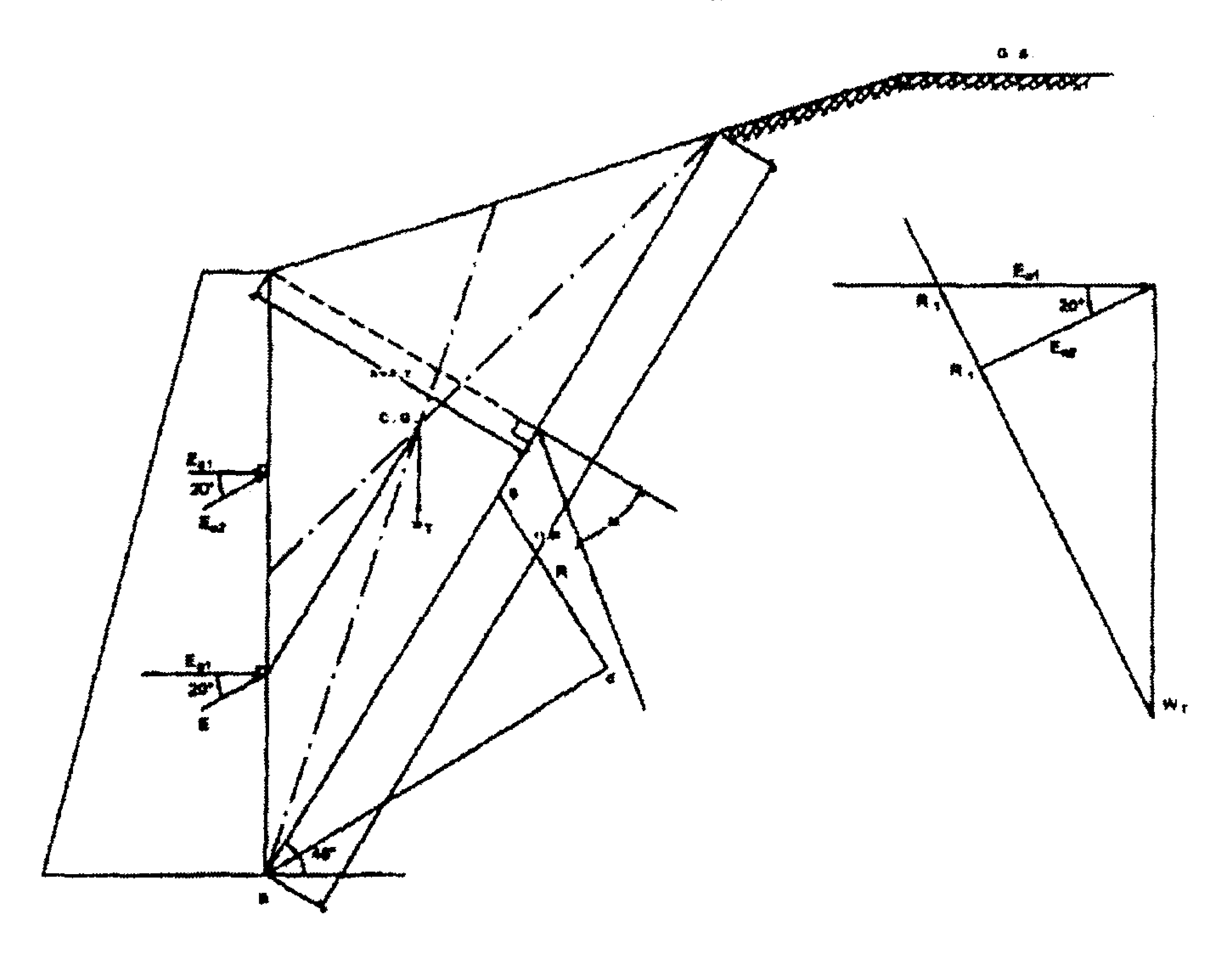
الحـــل

١٩. الأرض لها ميلان وليس ميلاً واحدًا إذن استخدم طريقة الرسم.

٢٠. تربة $\phi-\text{soil}$:

$$\therefore \quad Z=0.0$$

$$\therefore \quad C=0.0, \qquad C_w=0.0$$



الشكل ٢-١١٣: خطوط تأثير القوى ومثلث القوى

٢١. نفترض أن $P.R$ مائل حيث $\theta=62.5°$:

$$\therefore \quad E_{a_1} \cong 12.8 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

$$E_{a_2} \cong 11.4 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

$$E_{a_2} \cos 20 = 10.71 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

مضلع القوى:

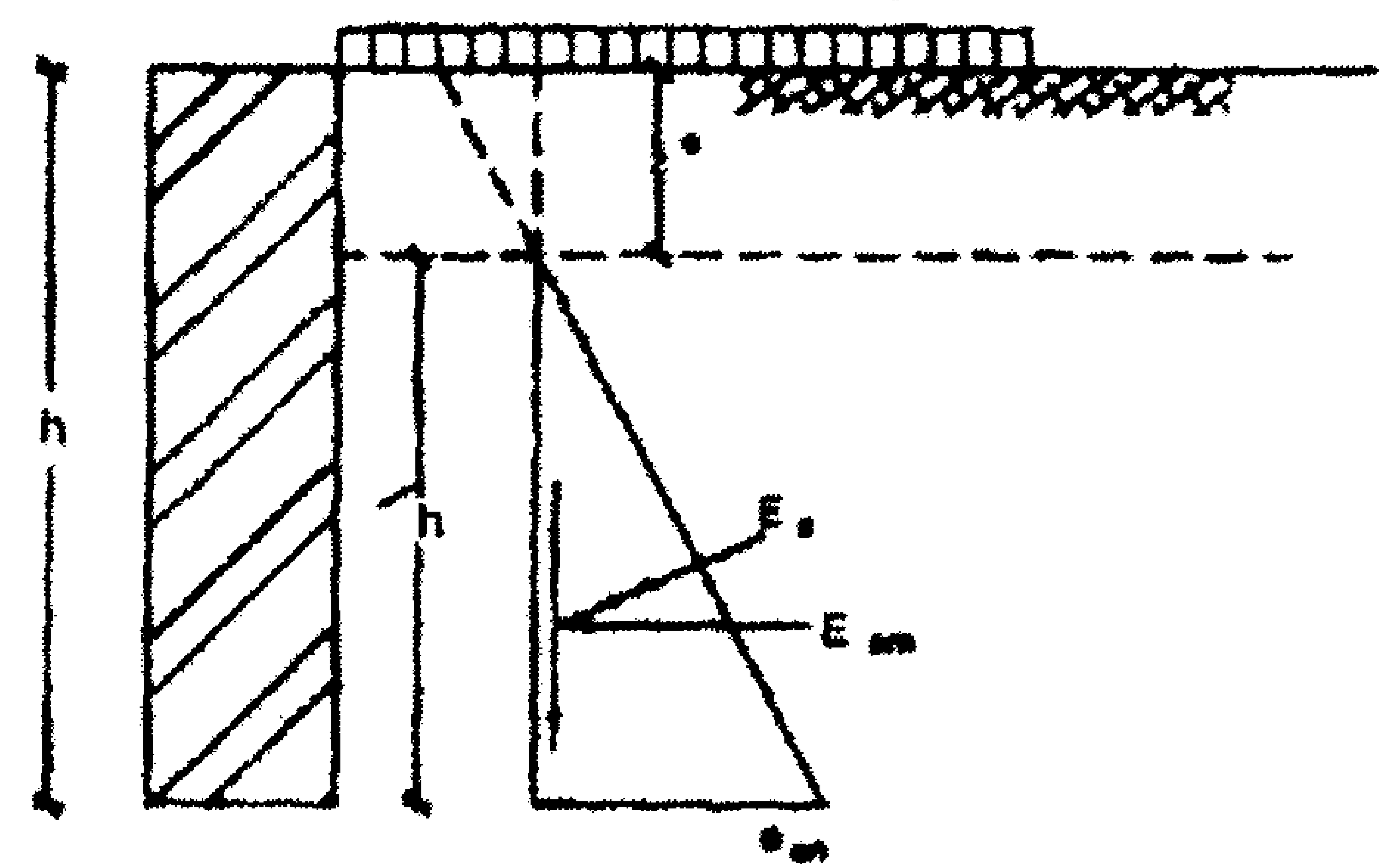
$$L=11.7 \ \text{m}, \qquad h=3.7 \ \text{m}, \qquad \Delta=0.5\times11.7\times3.7=21.65,$$

$$W_T=21.65\times1.3=28.15 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

ملاحظة

لاحظ أن E_{a_1} أكبر من مركبة E_{a_2} في نفس الاتجاه.

(أ) بالنسبة لسطح أرض أفقي وحائط رأسي



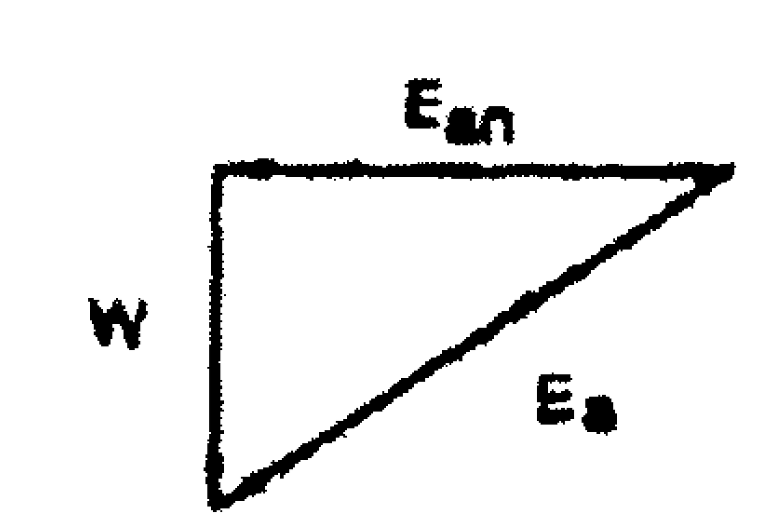
الشكل ٢-١١٤: مثلث قوى الضغط خلف الحائط

$\phi^{\backslash} \neq 0.0, \quad C_w \neq 0.0$

- في حالة التربة الفعالة:

$$e_{an} = (q + \gamma h) K_a - C K_{ac}$$

حيث K_a، K_{ac} معاملات تعتمد على ϕ، C_w/C كما هي معطاة في الجدول ٢-١ لحائط الرأسي وسطح الأرض الأفقي فقط.



الشكل ٢-١١٥: مثلث القوى

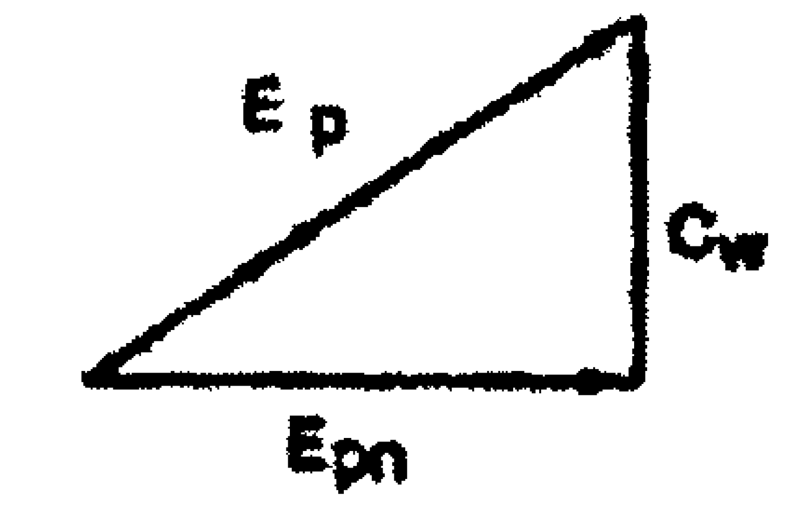
$$\mathbf{C}_w = C_w - \bar{h}$$

حيث $\bar{h} = h - Z_o$

- في حالة التربة المقاومة:

$$e_{pn} = \gamma h K_p + C K_{pc}$$

$$\mathbf{C}_w = C_w - h$$



الشكل ٢-١١٦: مثلث القوى

$C_w \neq 0.0, \quad \phi^{\backslash} = 0.0$

$$e_{an} = (q + \gamma h)\left(\frac{1 - sin\phi}{1 + sin\phi}\right) - 2C\sqrt{K_a}\sqrt{1 + \frac{C_w}{c}}$$

$$\mathbf{C}_w = C_w L$$

(ب) خلفية الحائط مائلة أو سطح الأرض مائل

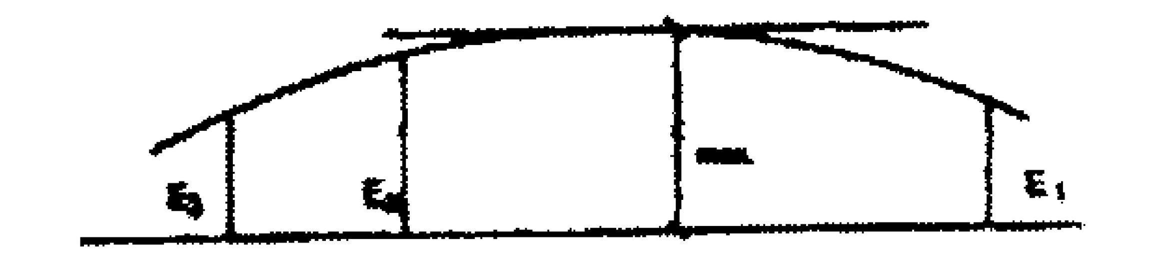
نستخدم الطريقة البيانية (بالرسم) trail wedge method للحصول على Z_{o_1} ، Z_{o_2}. افترض أن $C_W = 0.0$ ، $\phi^{\backslash} = 0.0$ ، إذن احصل على Z_o باستخدام صيغة رانكن:

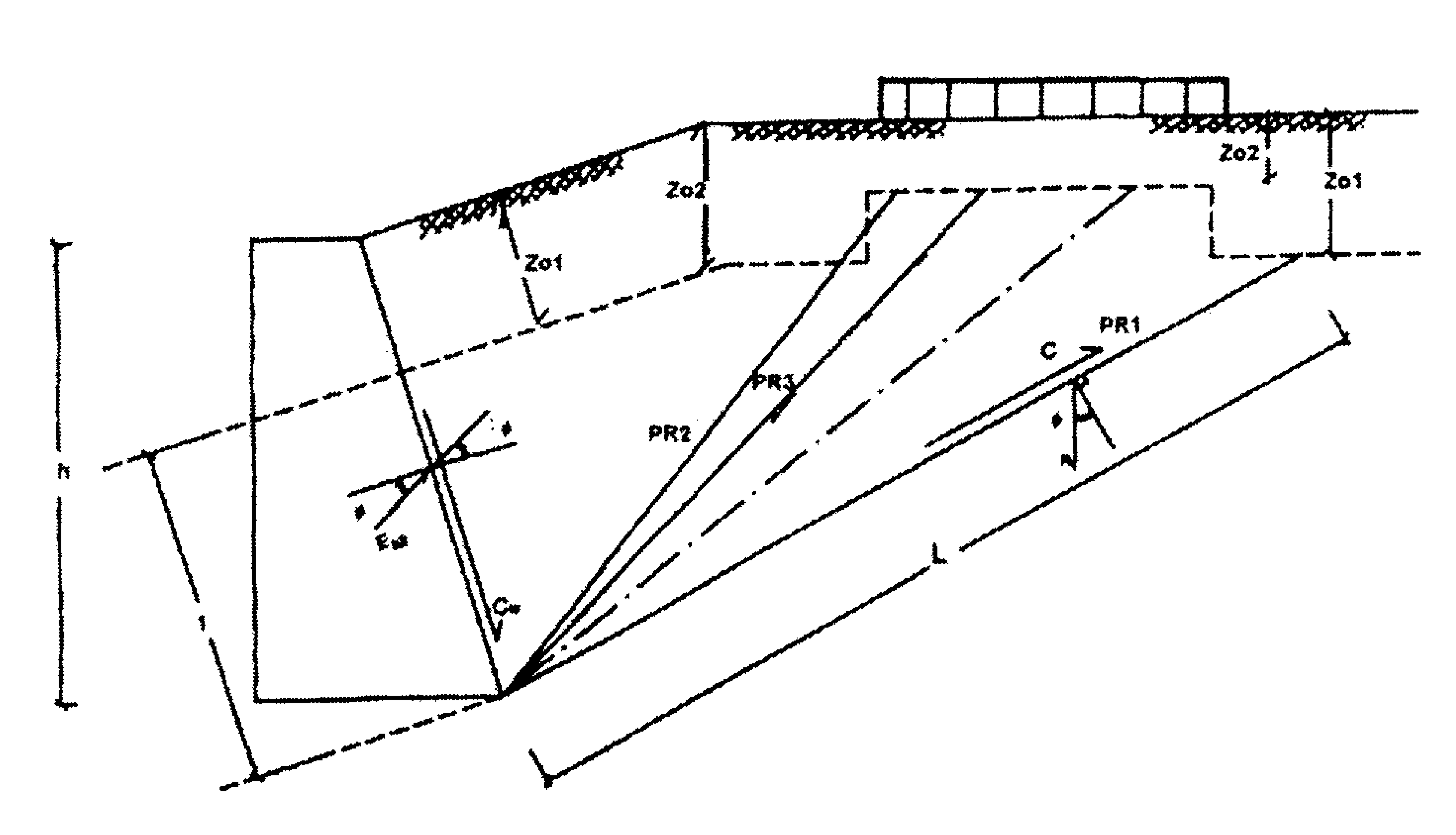
للحصول على Z_{o_1} : $e_a = 0.0 = \left(\gamma Z_{o_1}\right) K_a - 2C\sqrt{K_a}$

للحصول على Z_{o_2} : $e_a = 0.0 = \left(\gamma Z_{o_2} + q\right) K_a - 2C\sqrt{K_a}$

كل خابور يتزن تحت تأثير:

- W ، C ، C_W (مقدارًا واتجاهًا)؛ E_a ، R (اتجاهًا فقط).
- من مضلع القوى نحصل على E_a ، R لكل قيم $P.R$ (1)، (2)، (3).
- للحصول على E_{max} (مقدارًا واتجاهًا ونقطة التأثير) كما سبق.

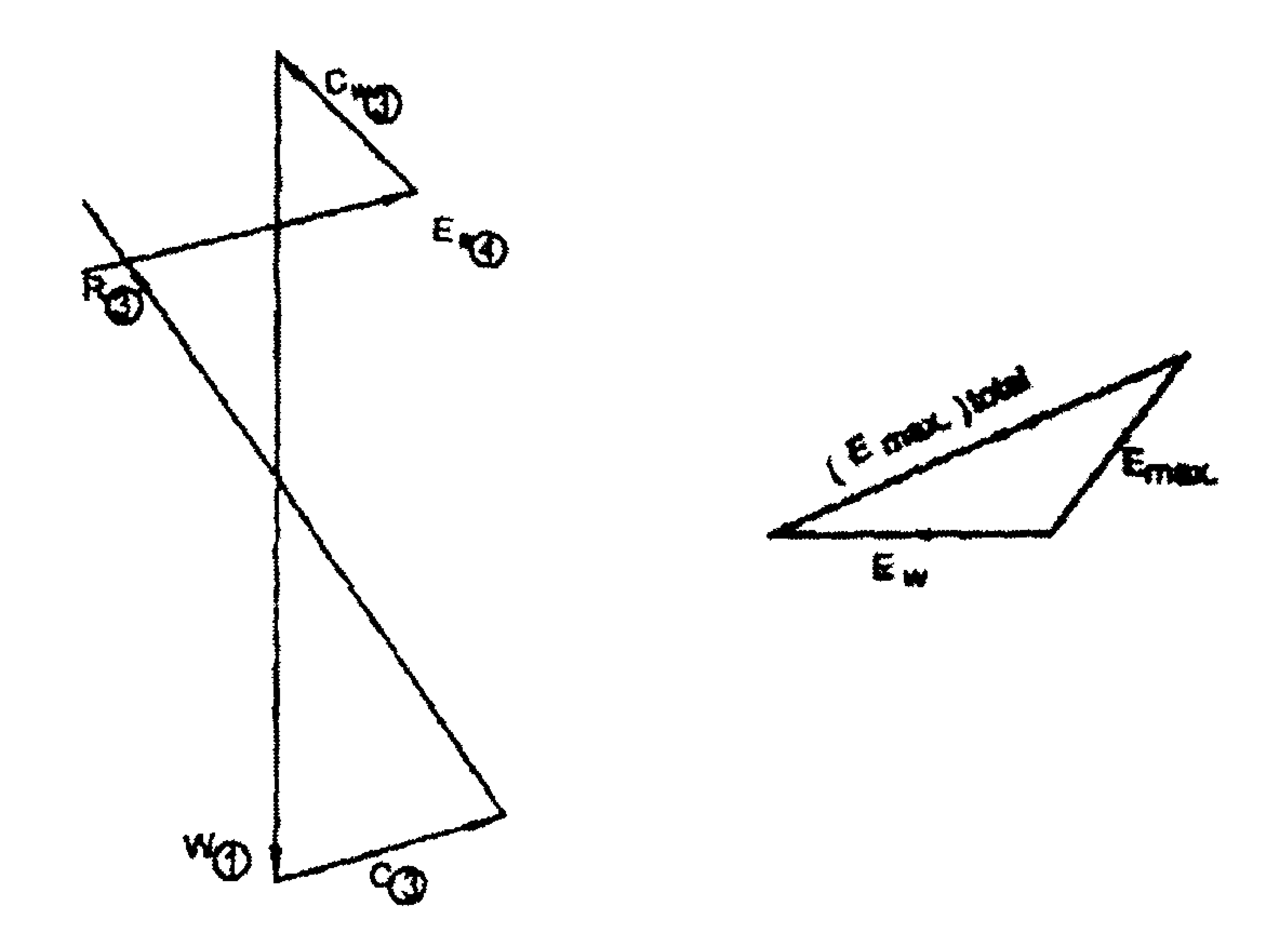




الشكل ٢-١١٧: اتزان الشرائح خلف الحائط

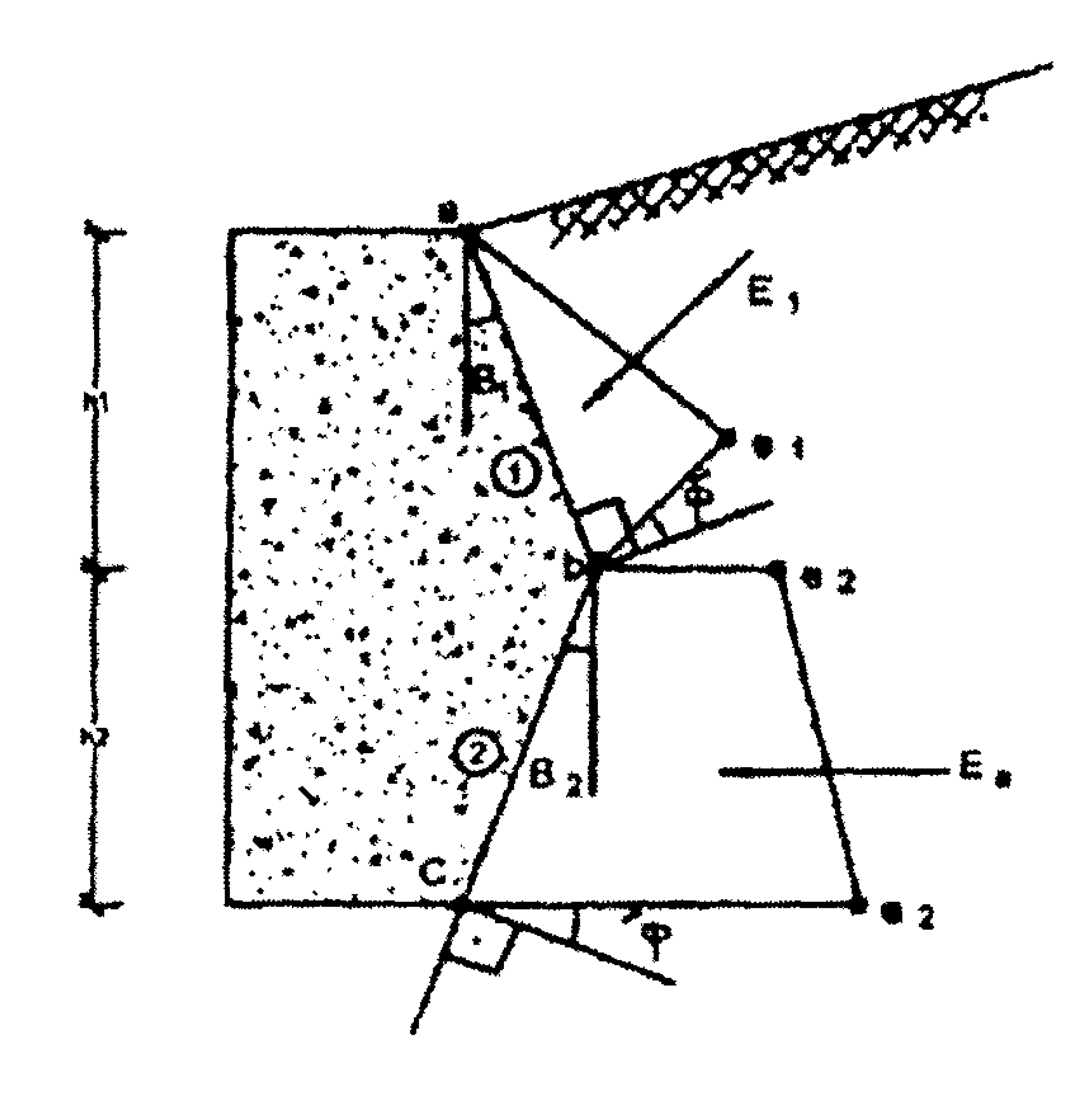
ملاحظة

إذا كان يوجد منسوب مياه جوفية، فإن قوة ضغط الماء E_W لا تؤخذ في مضلع القوى ولكن تضاف منفصلة.



الشكل ٢-١١٨: مثلث توزيع القوى ومضلع توزيع واتزان القوى

دراسة حالة الحائط المتكسر



الشكل ٢-١١٩: مخطط القوى خلف الحائط المتكسر

الحالة ا

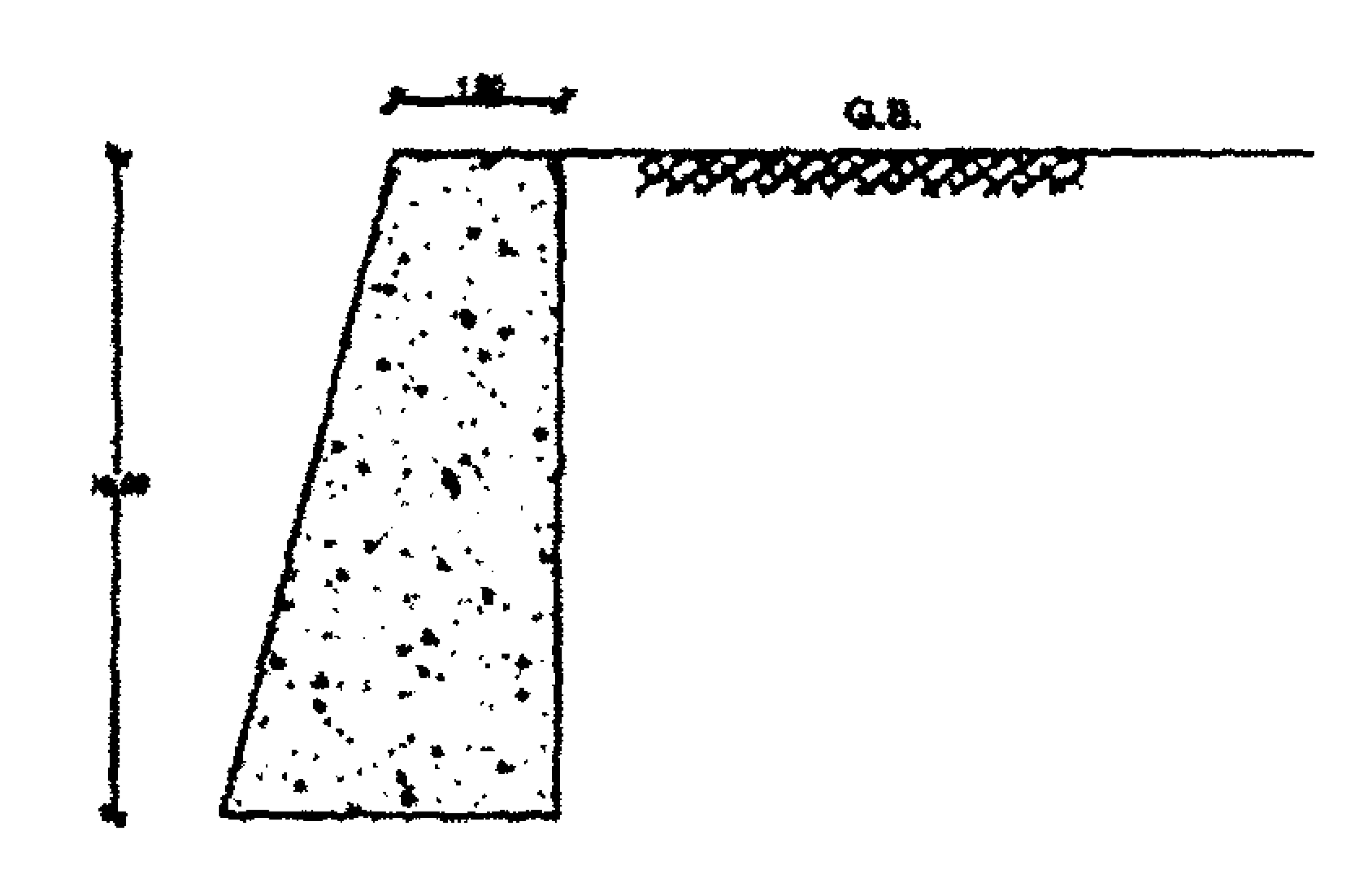
إذا كان K_{a_1} ، K_{a_2} معروفين، فإن:

$$e_1 = \gamma h_1 K_{a_1}$$
$$e_2 = \gamma h_1 K_{a_2}$$

الحالة II

إذا كان K_{a_1} معروفاً، K_{a_2} غير معروف (أي أن ϕ، $\phi^{\backslash}$، i، B_1 معروفين)؛ احصل علـى E_{a_1} ثم احصل على E_{a_2} على الحائط b–c باستخدام نظرية الخابور بالمحاولة trail wedge theory.

مثـــال ٢ـ١٤



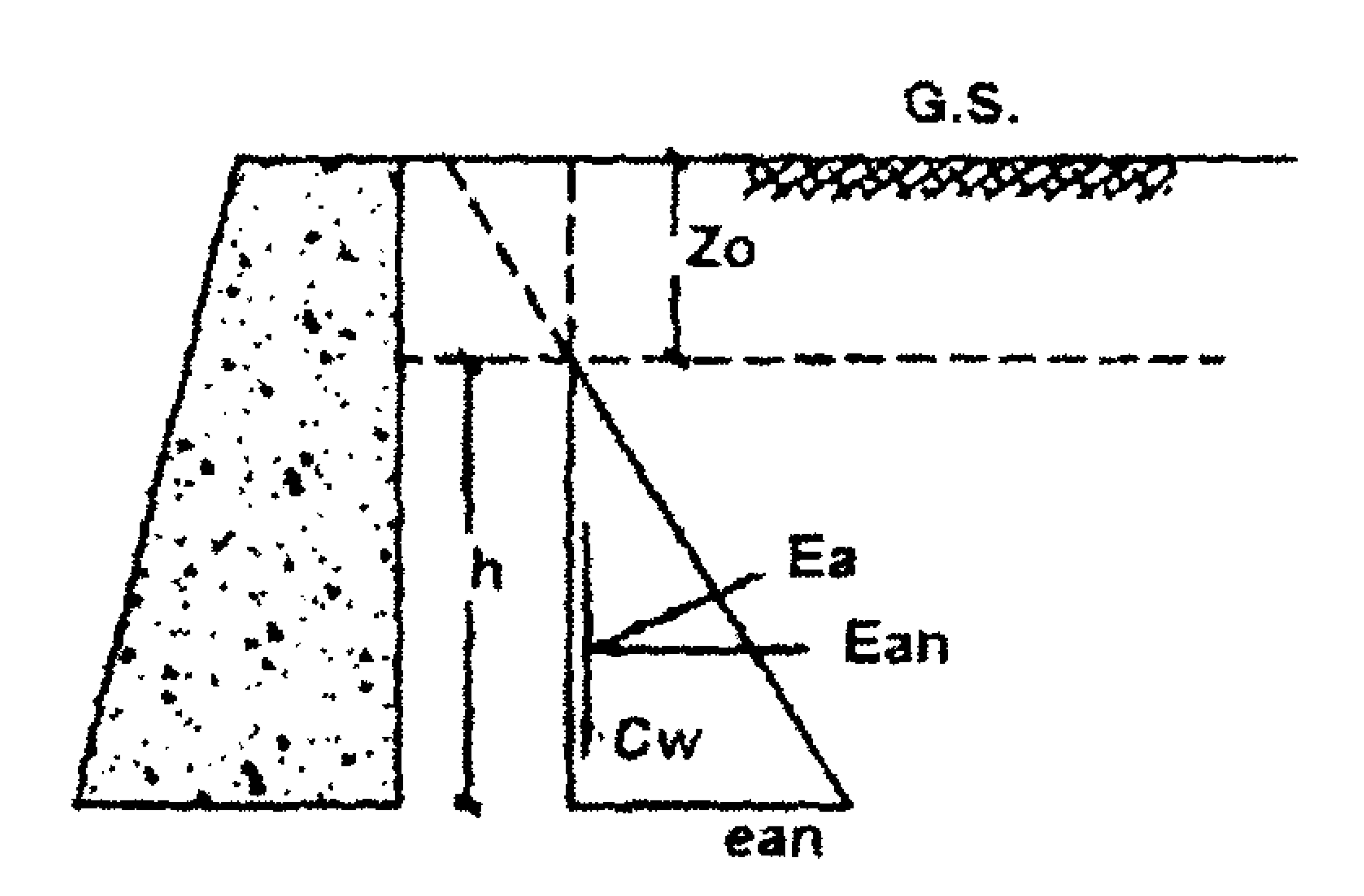
الشكل ٢-١٢٠: حائط ساند لتربة ذات سطح مستوى أفقي

إن الـردم خلـف الحـائط السـاند كمـا هـو موضـح بالشـكل ٢–١٢٠. والخـواص للـردم منعـدم التماسك كالتالي:

$$\gamma = 1.75\ t/m^3, \quad \phi = 30°, \quad \phi^{\backslash} = 20°$$

احسب الضغط لكل متر طولي على الحائط.

الحـــل



الشكل ٢-١٢١: مخطط توزيع القوى خلف الحائط

نفترض أن: $C = 2.0\ t/m^2, \quad C_w = 3.0\ t/m^2$

من الجدول ٢–١: $\therefore\ K_a = 0.4, \quad K_{ac} = 1.59$

عند

$$e_a = 0.0$$

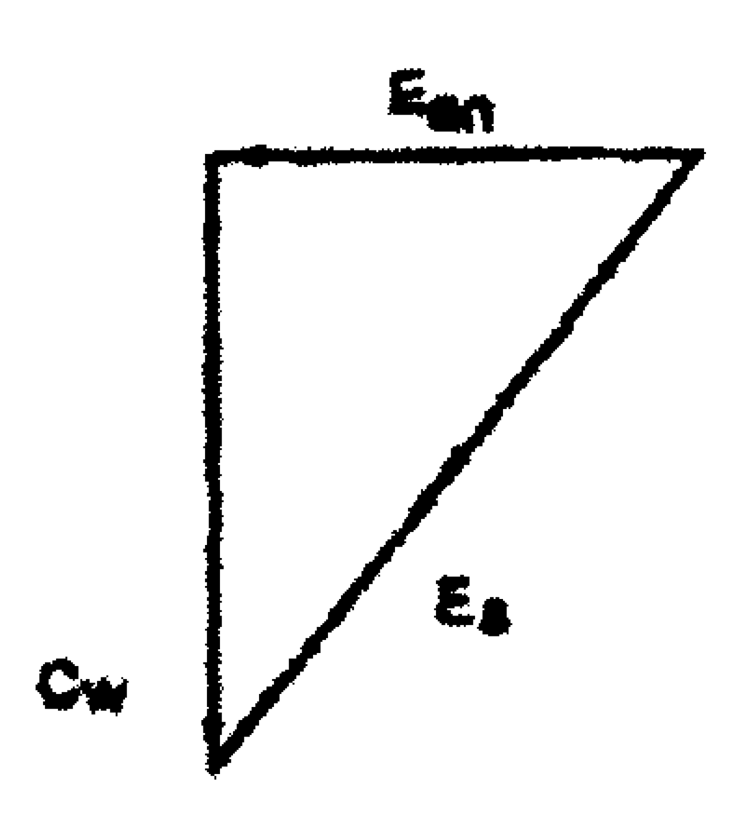
$$\therefore \quad (\gamma Z_o)K_a - C K_{ac} = 0.0$$

$$\therefore \quad 1.75 \times 0.4 \times Z_o = 2 \times 1.59$$

$$\therefore \quad Z_o = 4.5 \text{ m} \ngtr \frac{h}{2}$$ (آمان)

$$e_n = \gamma h K_a - C K_{ac}$$

$$= 1.75 \times 10 \times 0.4 - 2 \times 1.59 = 3.82 \text{ t/m}^2$$



الشكل ٢-١٢٢: مثلث توزيع القوى

$$E_{an} = \frac{1}{2} \times 3.82(10-4.5) = 10.505 \text{ t/m}^\backslash$$

$$C_w = 3.0(10-4.5) = 16.5 \text{ t/m}^\backslash$$

$$\therefore \quad E_a = 19.56 \text{ t/m}^\backslash$$

توزيع ضغط التربة

(أ) في حالة التربة الفعالة

بالنسبة للحائط الرأسي وسطح أرضي أفقي فقد وجدنا الآتي:

١. قوة ضغط التربة الأكيد $E.P$ للحالة A تكون حوالي 3.5% أكبر من E من نظرية كولوم وكذلك التوزيع يكون هيدروستاتيك.

٢. للحالة B فإن قوة ضغط التربة الأكيد $E.P$ أكبر بقيمة 20% من E بنظرية كولوم والمحصلة تقع ما بين $0.5h$ إلى $0.6h$.

٣. للحالة C (حائط مرن) فإن قوة ضغط التربة الأكيد $E.P$ تكون أكبر 8% من E (نظرية كولوم).

G.S.

CASE (b)

E_a

h/3

point of rotation

G.S.

sliding
stability

the ideal case for columb
value

point of rotation

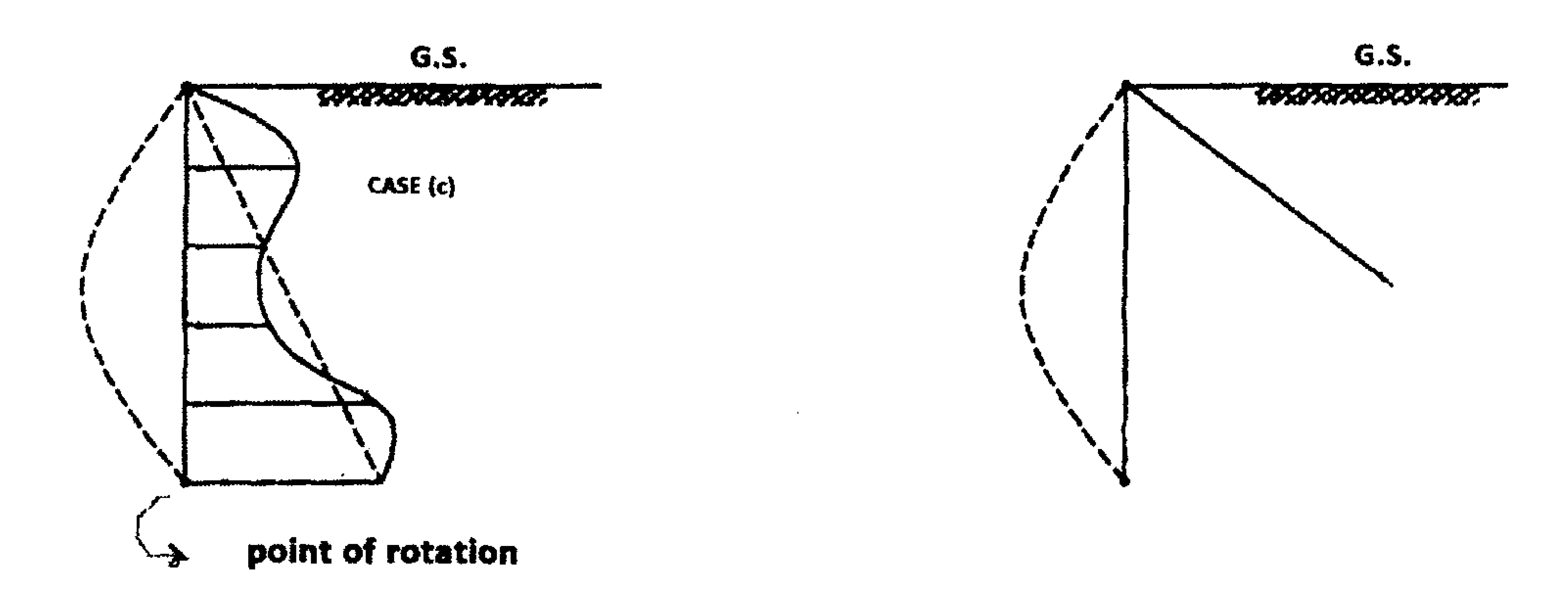
G.S.

CASE (b)

E_a

(0.5-0.6)h

G.S.



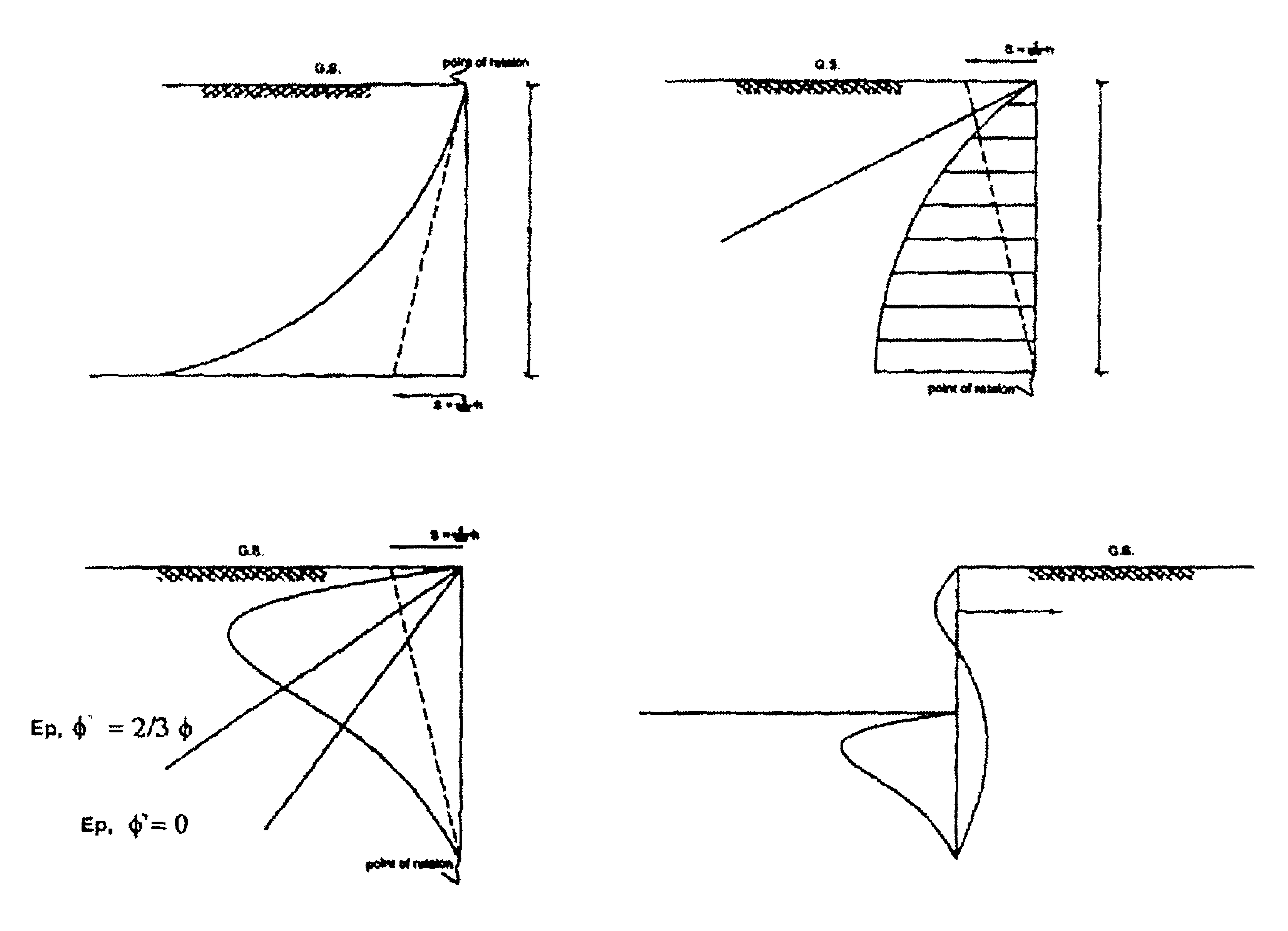
الشكل ٢-١٢٣: أشكال توزيع ضغط التربة المختلفة في حالة التربة الفعالة

(ب) في حالة التربة المقاومة

في حالة رمل كثيف dense sand:

١. للحالة الفعالة فإن الفرق بين القيم الأكيدة والقيم التقليدية يكون كبيرًا.

٢. هذا الفرق يزداد مع ازدياد قيمة $\phi^{\backslash}$ (زاوية احتكاك الحائط) ولكن الحسابات تكون في الجانب الآمن (طبقًا لحسابات العالمين Laquet، Kerisel).



الشكل ٢-١٢٤: توزيع ضغط التربة المقاوم في حالات مختلفة

الباب ٣ الحوائط الساندة

RETAINING WALLS

تعريف

الحوائط الساندة هي منشآت تستخدم لعمل اتزان للتربة في الحالات التي تمنعنا من عمل ميول طبيعية لهذه التربة.

متى يمكن أن نستخدم الحوائط الساندة



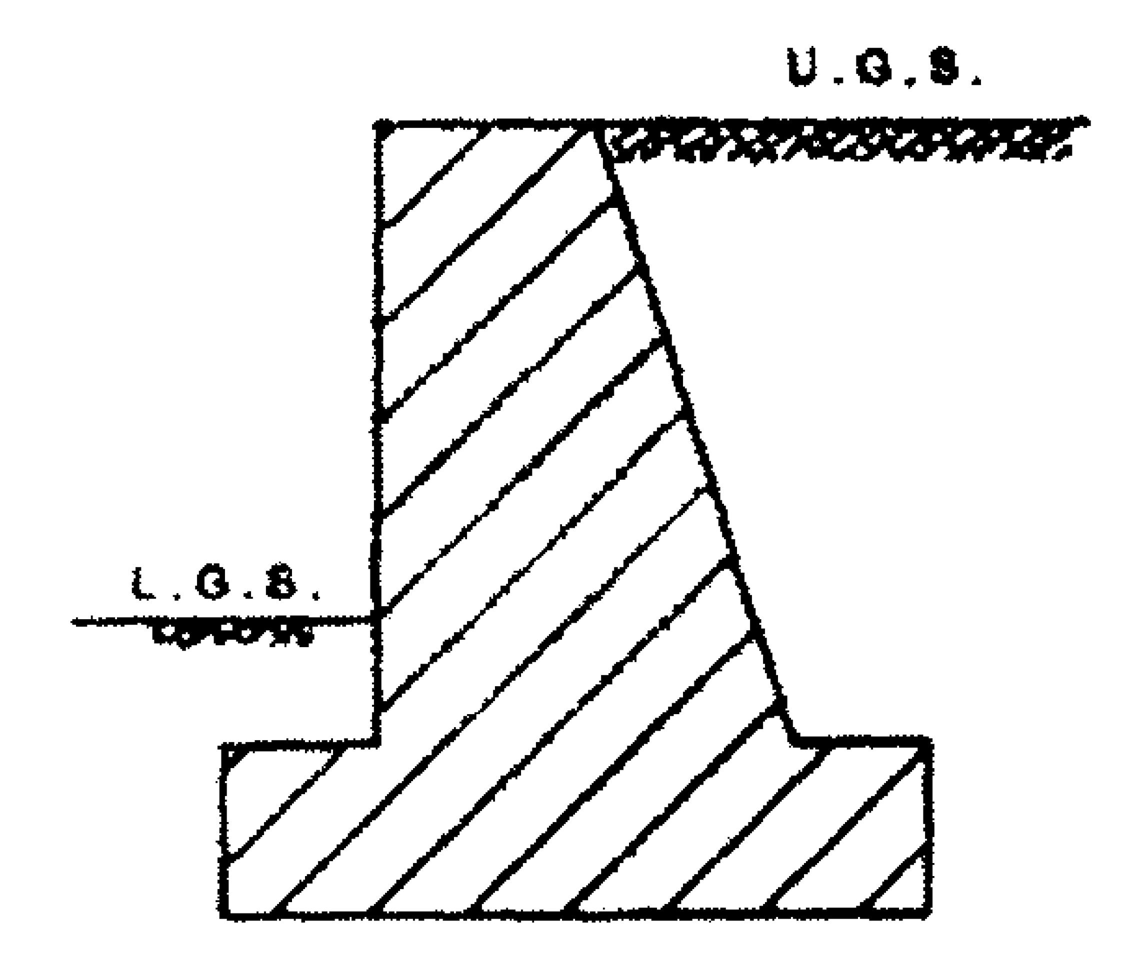
الشكل ٣-١: أنواع مختلفة من الحوائط الساندة

في الحالات الخاصة التالية يمكن استخدام الأعمال الإنشائية الدائمة التالية وهي:

١. حالات الطرق المنخفضة عن الأراضي من حولها.
٢. حالات الطرق المرتفعة عن الأراضي من حولها.
٣. حائط ساند لمياه الفيضانات ومخرات السيول.
٤. أكتاف ساندة للكباري العابرة للأنهار.
٥. الحوائط الساندة لجوانب الترع والمجاري المائية.
٦. حوائط ساندة للجوانب المرتفعة من الطرق.

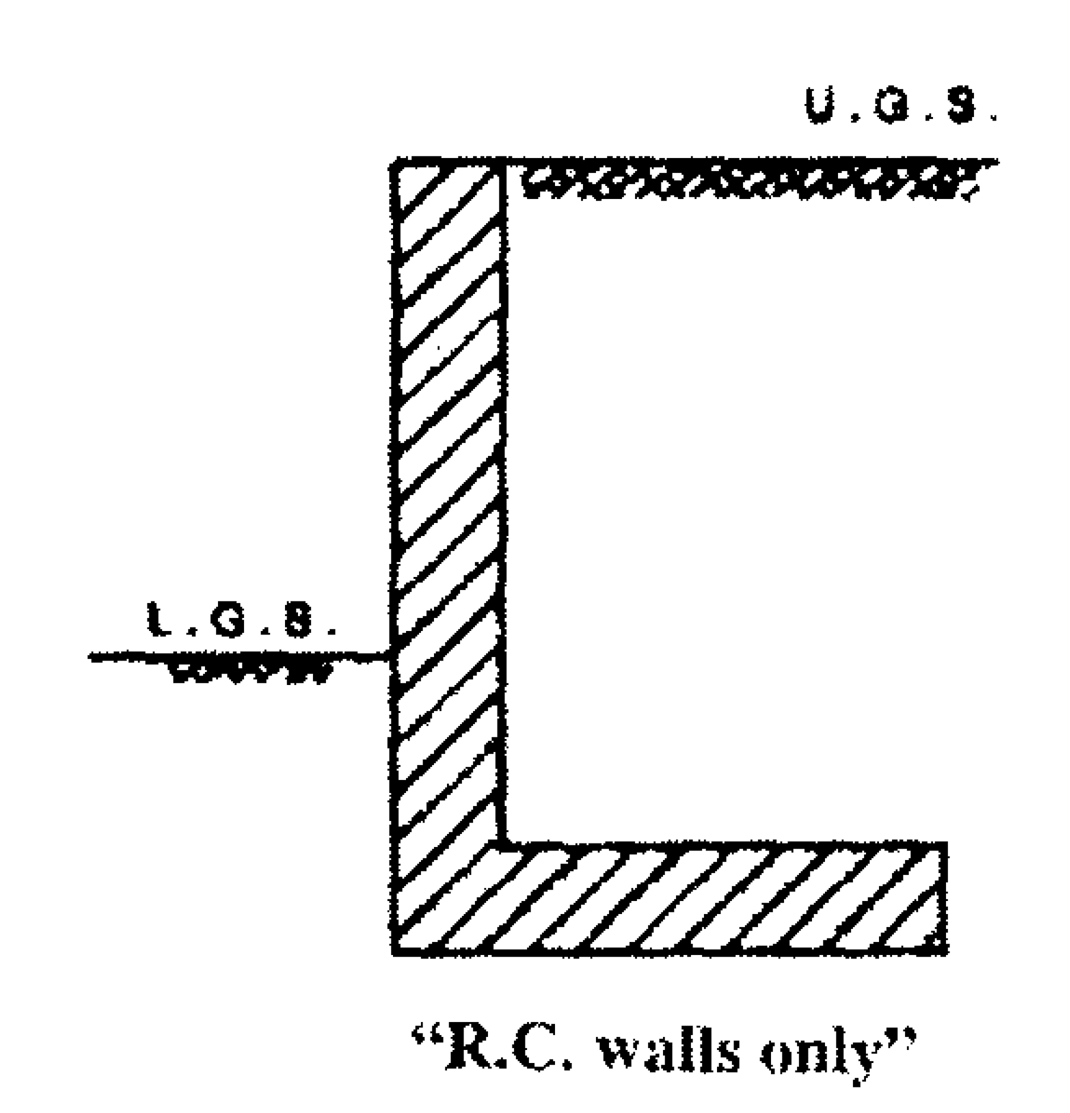
٣ـ١ أنواع الحوائط الساندة — Types of Retaining Wall

٣ـ١ـ١ حوائط ساندة مصبوبة في الموقع — Cast in Place Retaining Wall



"P.C. & Massonary & Bricks"

الشكل ٣-٢: حائط ساند كابولي L-shape



"R.C. walls only"

الشكل ٣-٣: حائط تثاقلي

وهي نوعان:

(أ) حوائط تثاقلية — Gravity Type

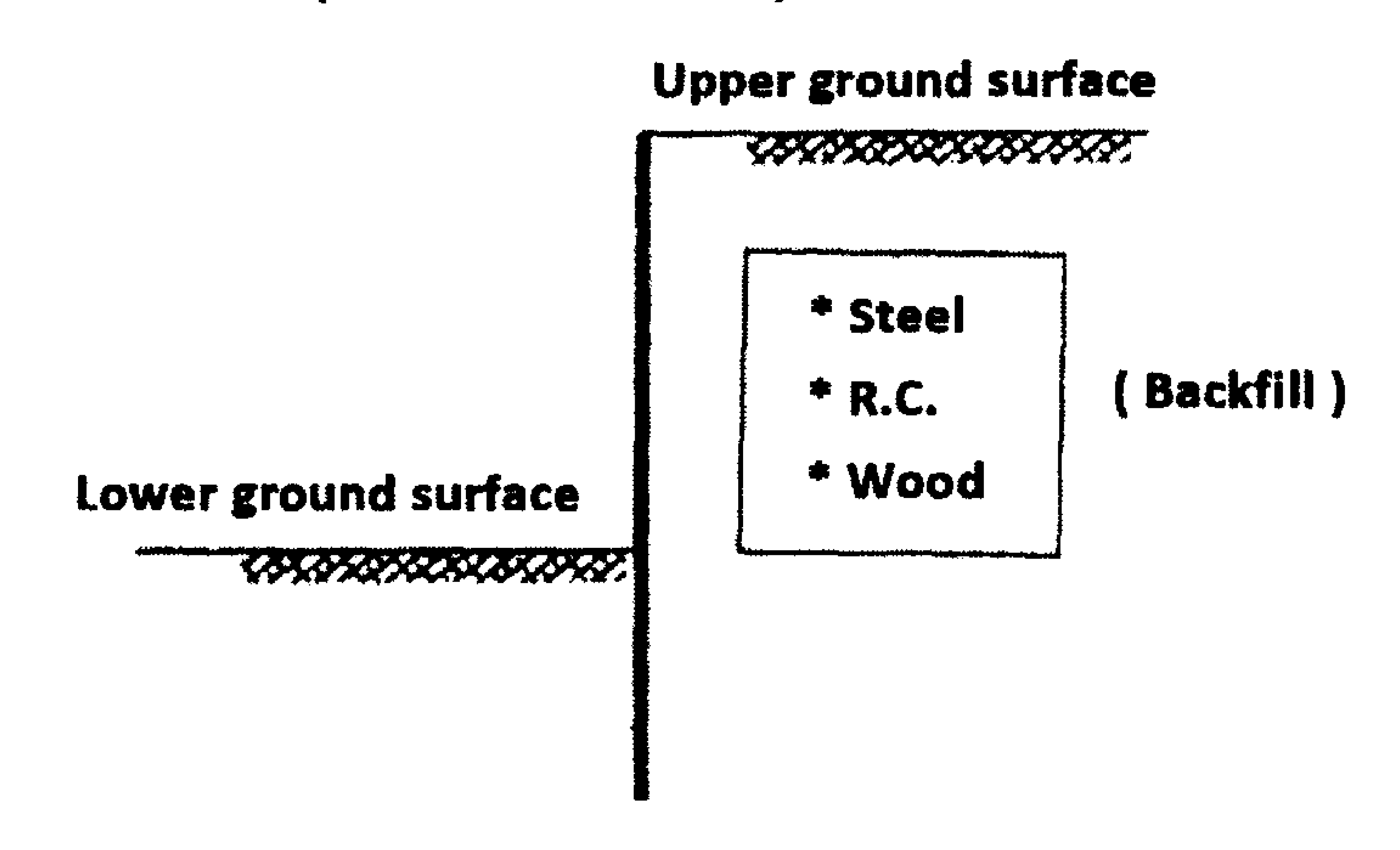
وهي من الأنواع التالية:

١. من الخرسانة العادية.
٢. من الحجارة.
٣. من الطوب الطمي أو الطفلي أو الأسمنتي أو الطوب الأحمر.

(ب) حائط ساند كابولي L-Shape — Cantilever Type "L-Shape"

ويكون من الخرسانة المسلحة فقط.

٣-١-٢ حوائط سابقة التصنيع (حوائط من الستائر الخازوقية)
Prefabricated Walls (Sheet Pile Walls)

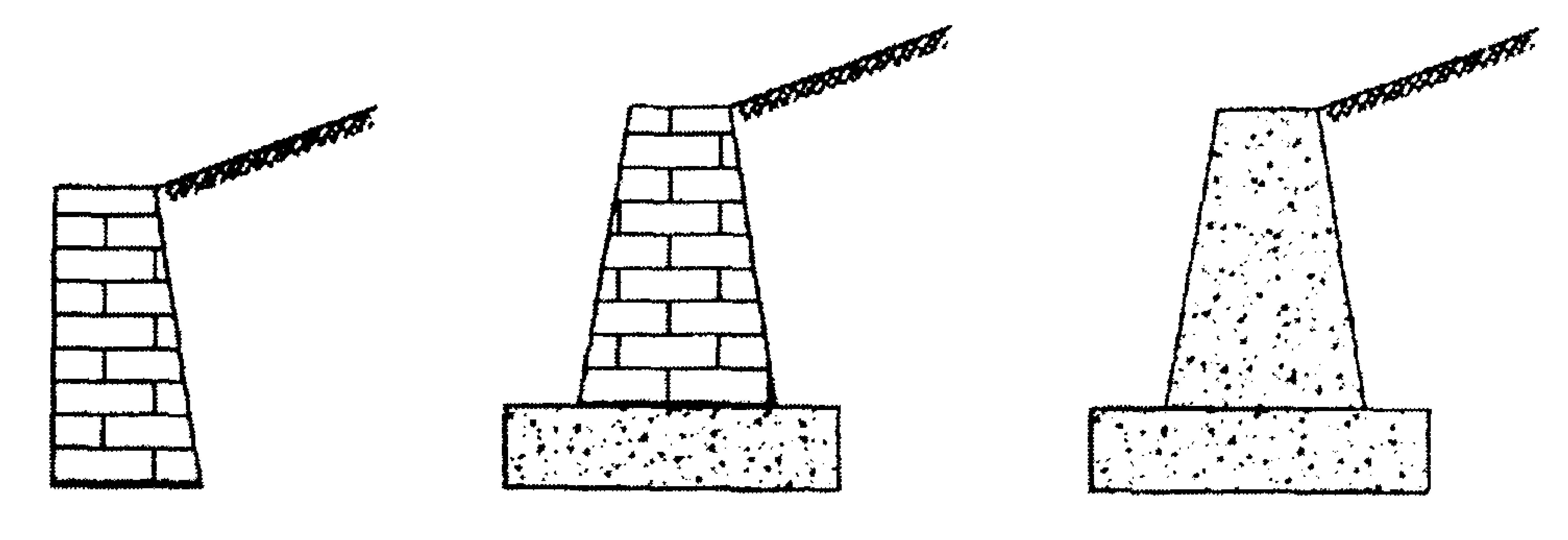


الشكل ٣-٤: ستائر خازوقية

٣-١-٣ النوع الكابولي
Cantilever Type

حسب الطريقة التي نحقق فيها الاتزان فإن الحوائط الساندة تصنف إلى ستة أنواع رئيسية كما هي:

(أ) الحوائط التثاقلية
Gravity Walls



الشكل ٣-٥: أنواع من الحوائط التثاقلية

هذا النوع يعتمد على وزنه فقط لتحقيق الاتزان ويمكن أن يصنع من المواد التالية:

١. الحجارة.

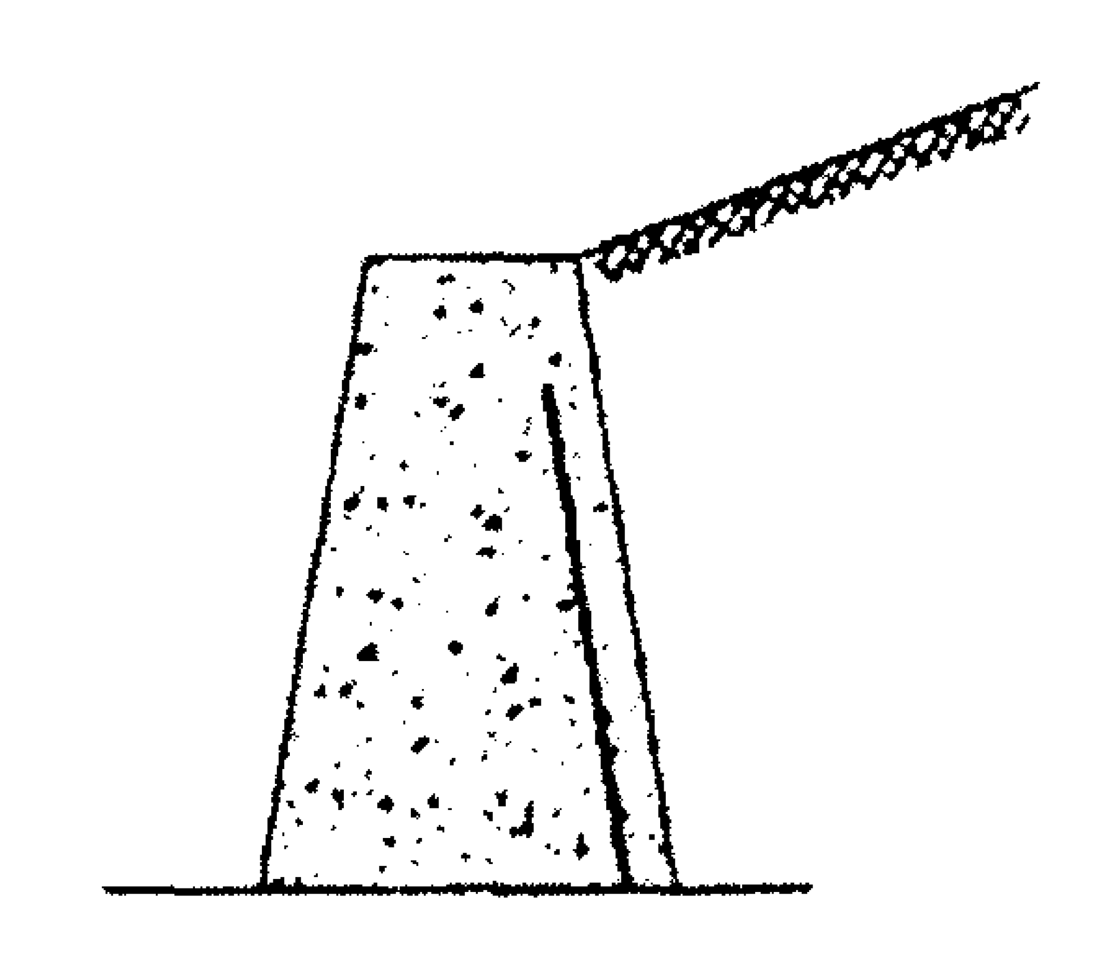
٢. الطوب.

٣. الخرسانة العادية

٤. إن ارتفاع الحائط يجب أن يكون أقل من 7 m.

(ب) الحوائط شبه التثاقلية Semigravity Walls

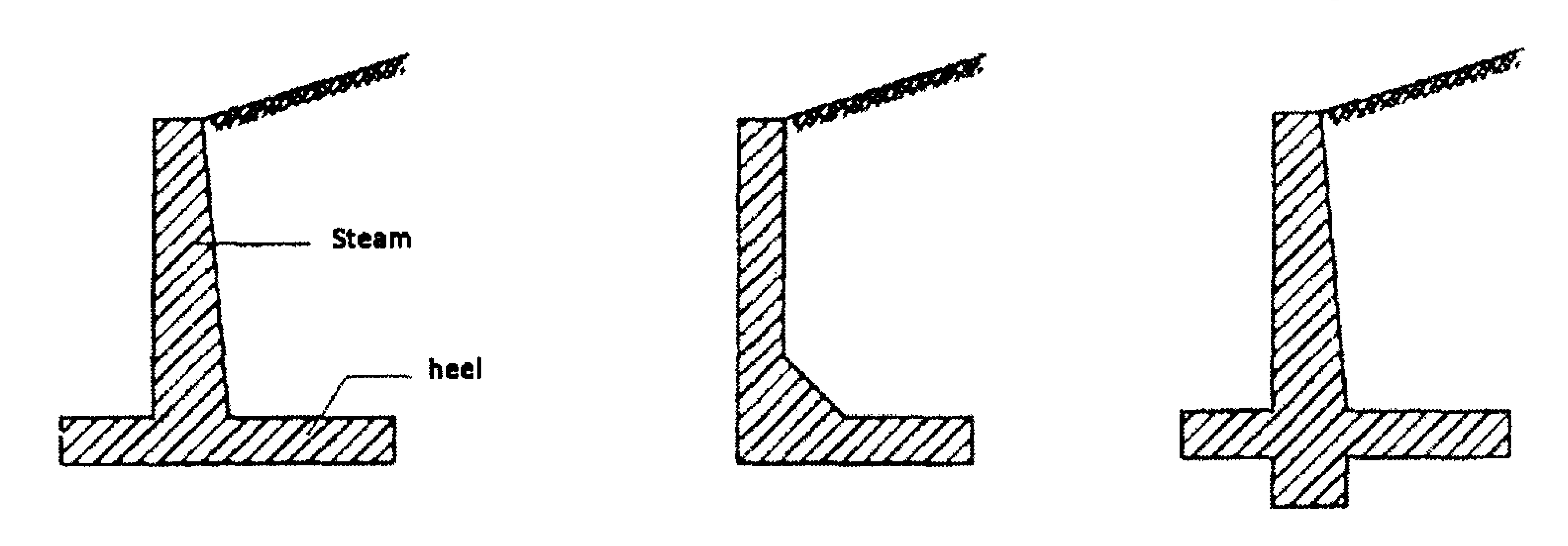
نستخدم كمية صغيرة من أسياخ حديد تسليح لتخفيف حجم الخرسانة.



الشكل ٣-٦: حائط شبه تثاقلي

(ج) الحوائط الكابولية Cantiliver Walls

في اتزان هذا النوع من الحوائط يعتمد على وزن التربة الموجودة أعلى القدم الأفقية لهذا النوع. وهذا النوع يصنع من الخرسانة المسلحة.

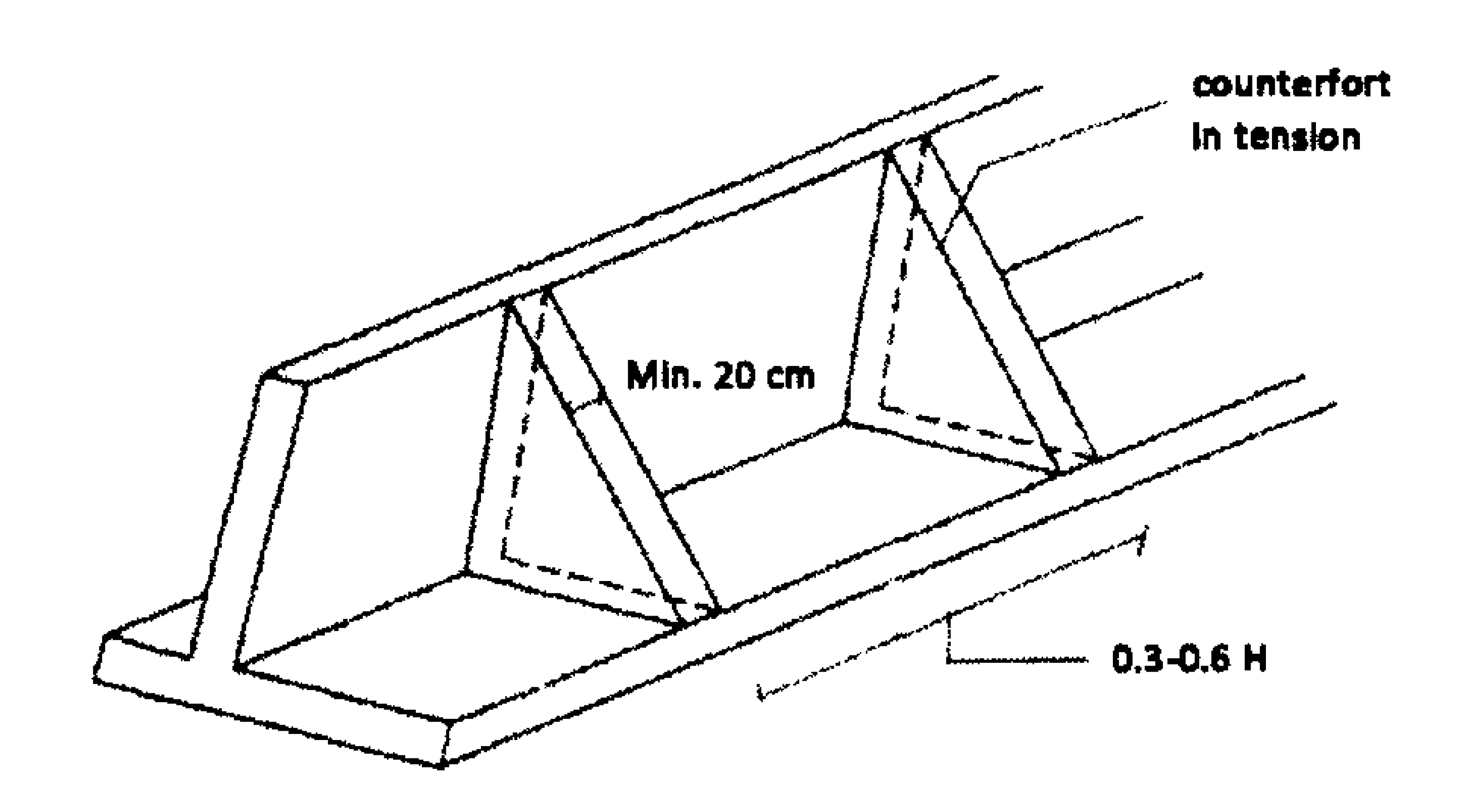


الشكل ٣-٧: أنواع مختلفة من الحوائط الساندة من الخرسانة المسلحة

ويمكن أن يكون لهذا النوع مفتاح في قدم الحائط Key لزيادة مقاومة التزحلق. ويمكن استخدام هذا النوع حتى ارتفاع 8 m أو أقل.

(د) الحوائط الساندة ذات الدعامات الخلفية Counterfort Walls

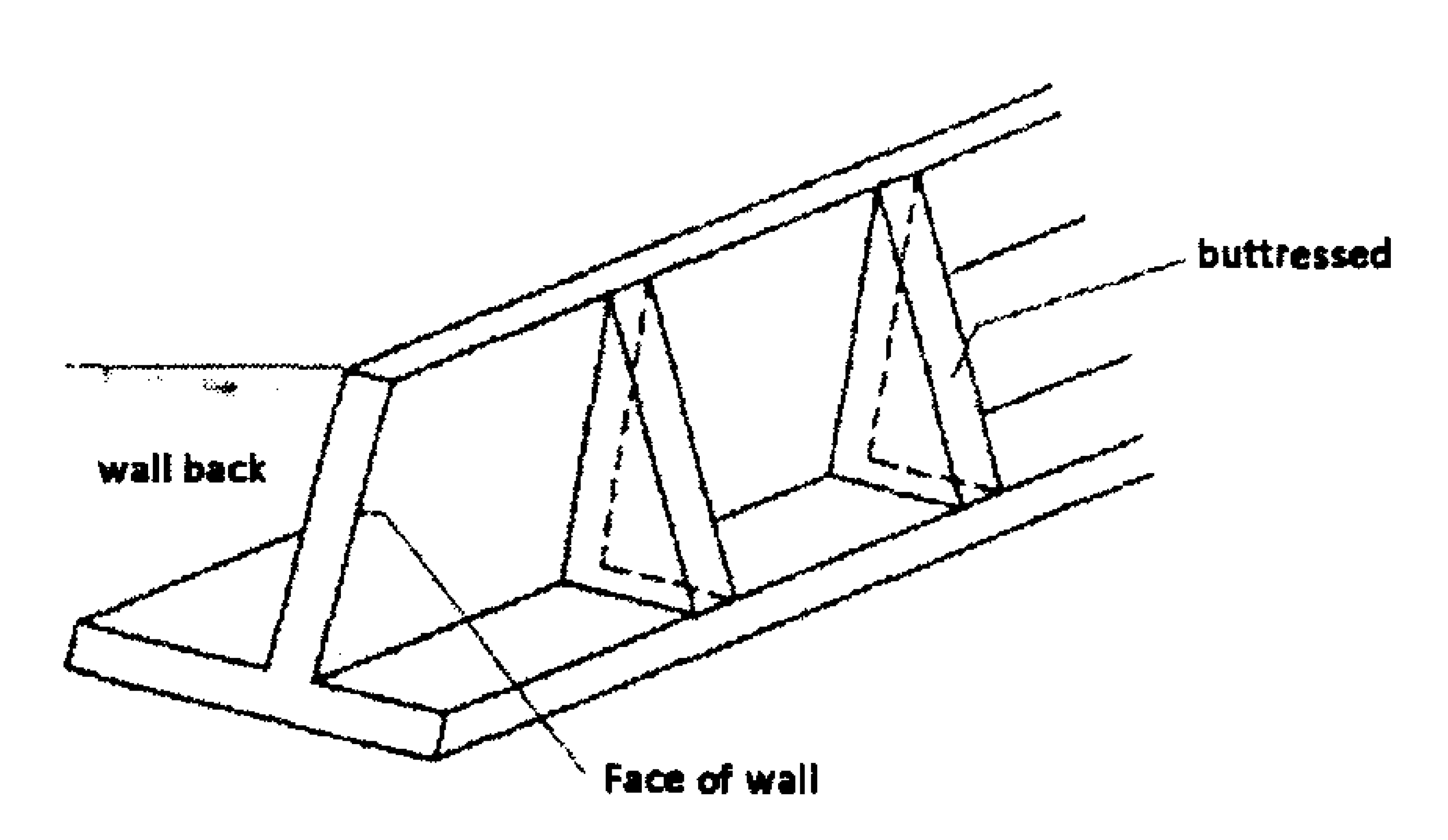
وهذا النوع شبيه للحوائط الكابولية ما عدا أنه يستخدم حيث يكون ارتفاع الكابولي أكبر من 6 m أو يكون هناك ضغط عال جدًا خلف الحائط. إن الدعامات والتي تقوم بتربيط الحائط مع بلاطة القاعدة الأفقية تستخدم لتخفيض عزوم الانحناء وقوى القص داخل الحائط الرأسي الكابولي.



الشكل ٣-٨: حائط ساند ذو دعامات خلفية

(هـ) الحوائط الساندة المدعمة بدعامات أمامية Buttressed Retaining Walls

وهي مماثلة للحوائط المدعمة خلفية ما عدا أن الأخرى أو الدعامات تكون من الأمام في الحائط وتكون هذه الدعامات في حالة ضغط بدلاً من أن تكون في حالة شد مثل النوع السابق من المدعم من الخلف بسبب أنه يحتاج إلى حديد تسليح أقل. ولكن نادرًا ما نستخدم هذا النوع بسبب أن الدعامة الأمامية سوف تتعرض للعوامل الجوية ولكن الدعامة الخلفية تكون مدفونة في التربة المردومة عليه.



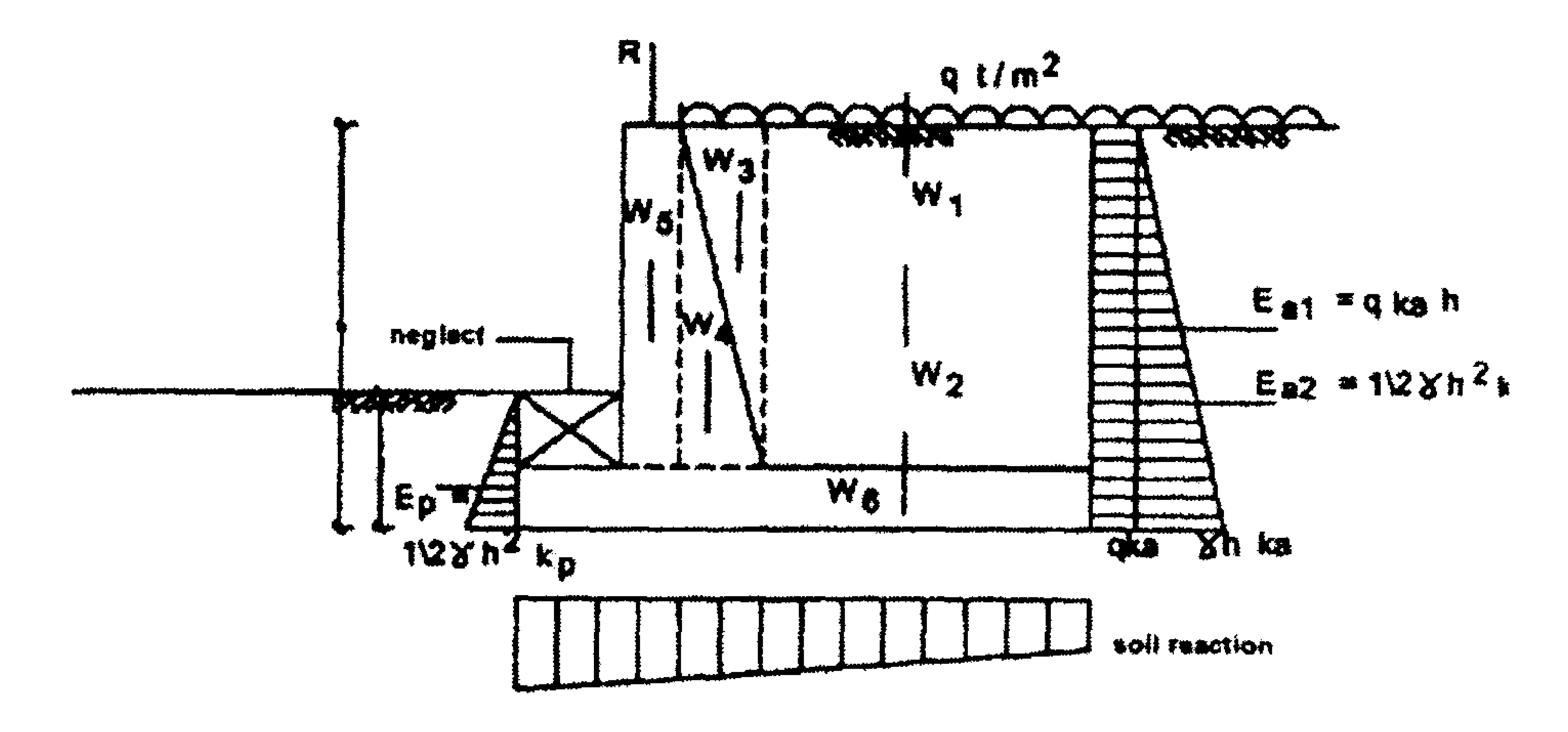
الشكل ٣-٩: حائط ساند ذو دعامات خلفية

(و) الحوائط المحشوة Crib Walls

وتشكل من الخشب أو الخرسانة سابقة الصب أو العناصر المعدنية سابقة التصنيع، ويتم ملؤها بتربة حبيبية granular soil. وهذا النوع مناسب للحوائط ذات الارتفاعات الصغيرة أو المتوسطة وحتى ارتفاع 6 m ومعرضة لضغط متوسط.

٣-٢ القوى التي تؤثر على الحوائط الساندة Forces Acting on Retaining Walls

١. ضغط التربة الفعلي المحسوب عند أقرب نقطة من القدم الأفقية للحائط الساند في المستوى الرأسي (باستخدام طريقة رانكن).



الشكل ٣-١٠: أشكال القوى خلف الحائط الساند

٢. وزن الحائط (الجزء الرأسي والقاعدة).

٣. وزن التربة أعلى القدم الأفقية heel (وحدة الوزن المغمور يجب أخذها في الاعتبار في حالة التربة تحت المياه الجوفية).

٤. وزن التربة أعلى القدم الأفقية السفلي من الناحية الصغرى، وعادة يتم إهماله لصغر قيمته.

٥. وزن الحمل الحي surcharge أعلى مستوى الردم الخلفي وراء الحائط.

٦. ضغط التربة المقاوم passive عند مقدمة الحائط (يمكن إهماله لتعلية معامل الأمان).

٧. رد فعل الكوبري المحمل أعلى أكتاف الكباري abutment.

٨. رد فعل التربة على قاعدة الحائط الساند.

٣.٣ خطوات تصميم الحائط الساند Retaining Wall Design Steps

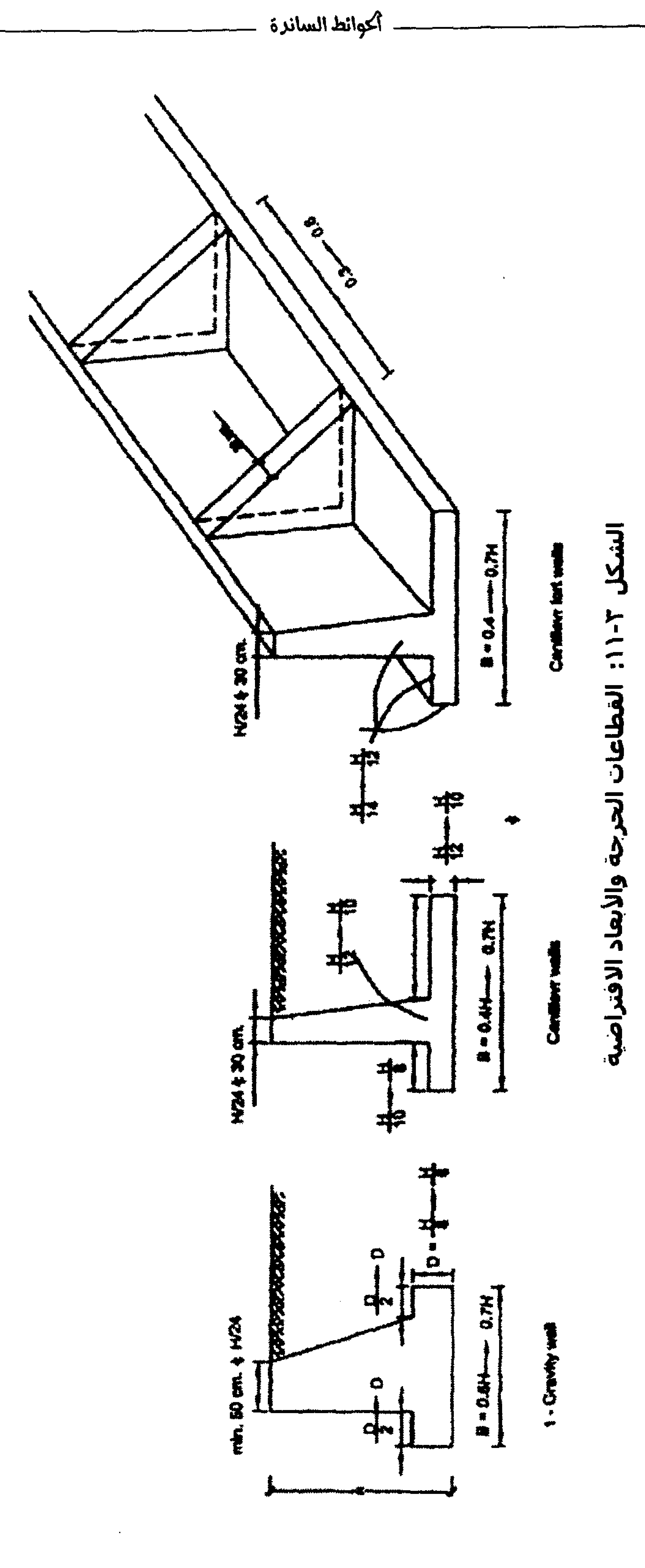
١. اختر الأبعاد الافتراضية للحوائط الساندة.

٢. افحص اتزان الحائط ضد التزحلق sliding ثم ضد الانقلاب overturning، ثم احسب الضغط على التربة (قدرة تحمل التربة)، ثم افحص الأمان ضد انهيار القص، ثم افحص الأمان ضد الضغوط الزائدة.

٣. للحائط التثاقلي افحص التخانة المختارة ضد كل من قوى القص + عزوم الانحناء، وبالنسبة للكابولي صمم القطاعات الحرجة لكل من قوى القص + عزوم الانحناء.

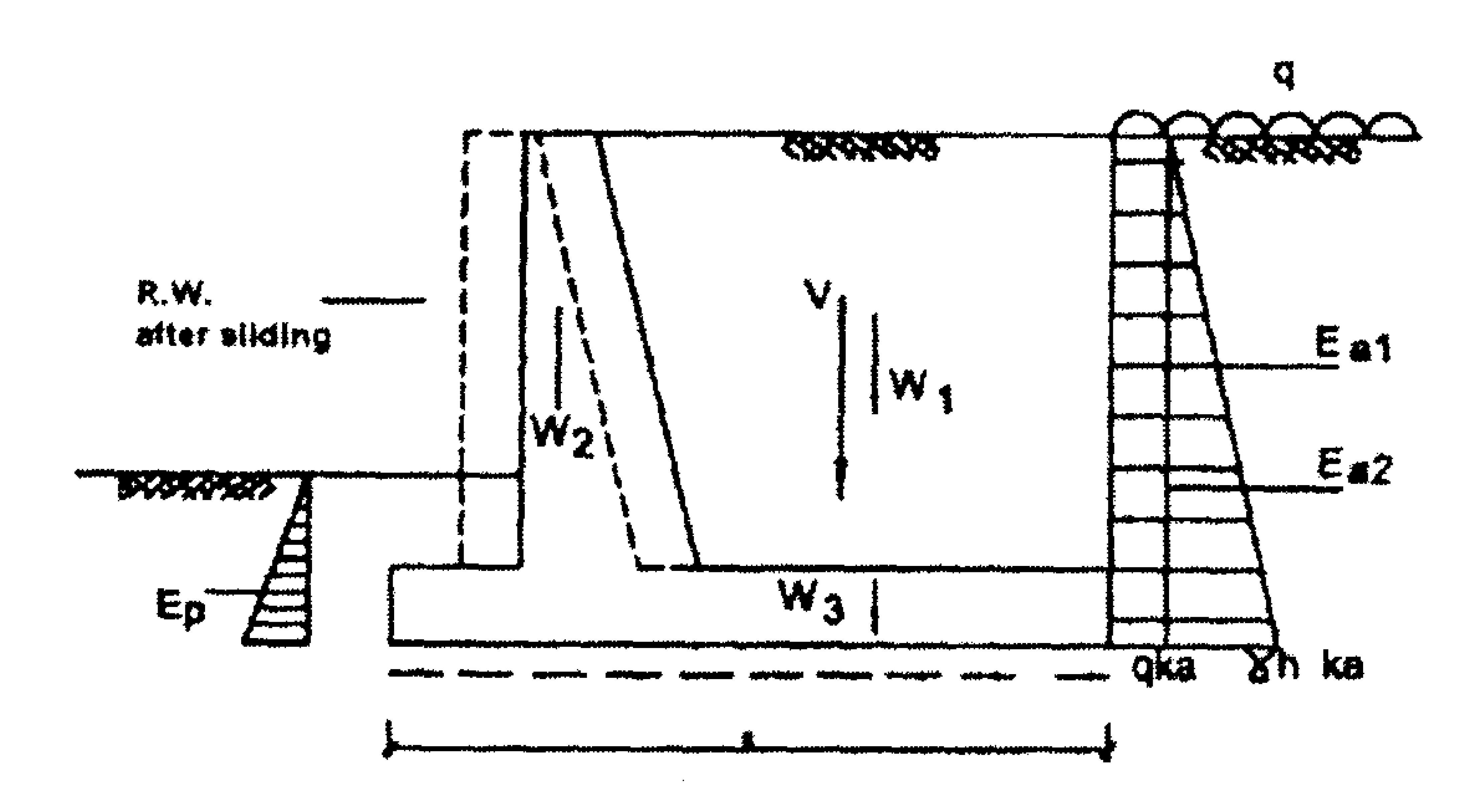
١. اختيار الأبعاد الافتراضية للحوائط الساندة

إن البيانات التالية يمكن أن تساعد على اختيار أبعاد القطاعات التجريبية.



الشكل ٢-١١: القطاعات الحرجة والأبعاد الافتراضية

٢. فحص اتزان الحوائط الساندة



الشكل ٣-١٢: توزيع القوى أمام وخلف الحائط

التزحلق

القوة التي تحدث تزحلقاً تكون هي ضغط التربة الفعال. القوة المقاومة للتزحلق تكون هي قوة مقاومة القص للتربة وكذلك ضغط التربة المقاومة passive earth pressure ويساوي E_p.
ويكون بالتالي معامل الأمان ضد التزحلق $F.O.S$ كالآتي:

$$F.O.S = \frac{\text{Resisting Force}}{\text{Sliding Force}} = \frac{C_a B + V\tan\delta + E_p}{\sum E_{ah}}$$

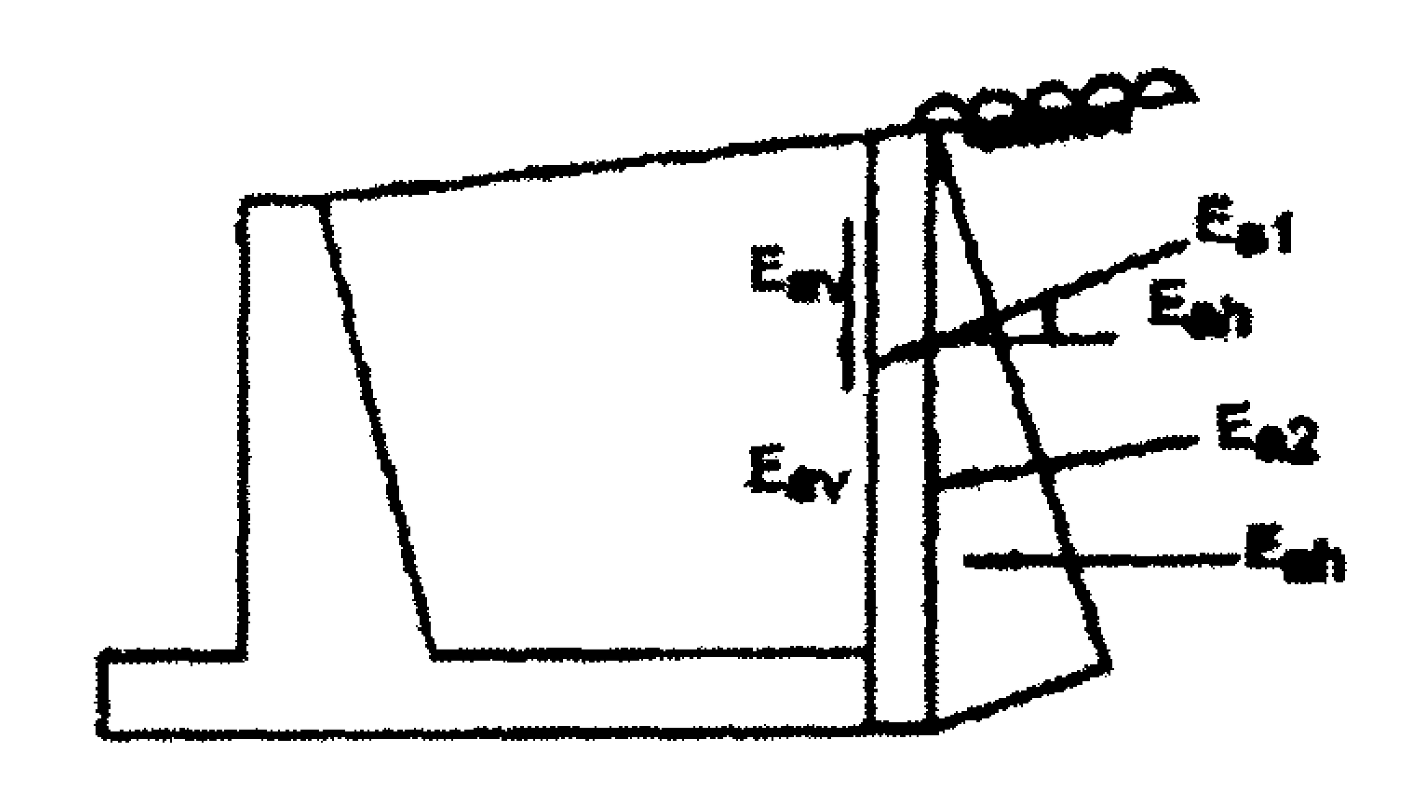
حيث $F.O.S \not< 1.5$ إذا أهملنا قيمة E_p.

$F.O.S \not< 2.0$ إذا أخذنا في الاعتبار قيمة E_p.

$C_a =$ قوة الالتصاق للتربة $= C$.

$\delta =$ زاوية الاحتكاك بين القاعدة وبين التربة، حيث $\delta = \phi$ لسطح خشن، $\delta = \frac{2}{3}\phi$ لسطح ناعم.

$V =$ مجموع القوى الرأسية $= W_1 + W_2 + W_3$



الشكل ٣-١٣: مثلث القوى خلف الحائط

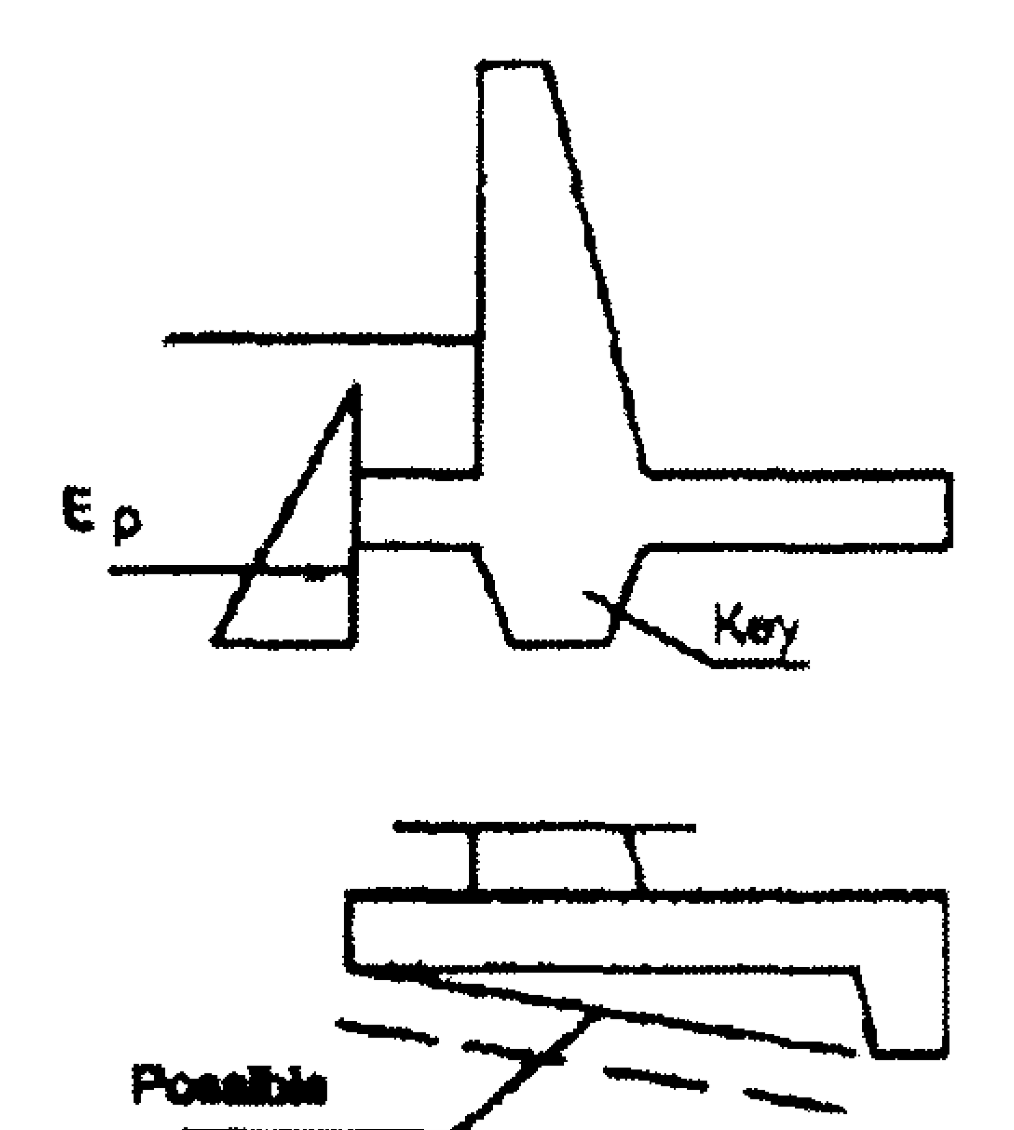
حيث $w_1 =$ وزن التربة أعلى القدم السفلى الأفقية للحائط.

$w_2 =$ وزن الجزء الرأسي من الحائط.

$w_3 =$ وزن القاعدة للحائط.

$\sum E_{ah} =$ مجموع كل القوى الأفقية $= E_{a1} + E_{a2}$.

فإذا كان معامل الأمان ضد التزحلق $F.O.S$ غير كافٍ (غير آمن):



الشكل ٣-١٤: طرق مقاومة التزحلق للحائط

- استخدم مفتاح لقدم الحائط key. أو
- قم بزيادة العرض B بجوار القدم الأفقية السفلية للحائط heel.

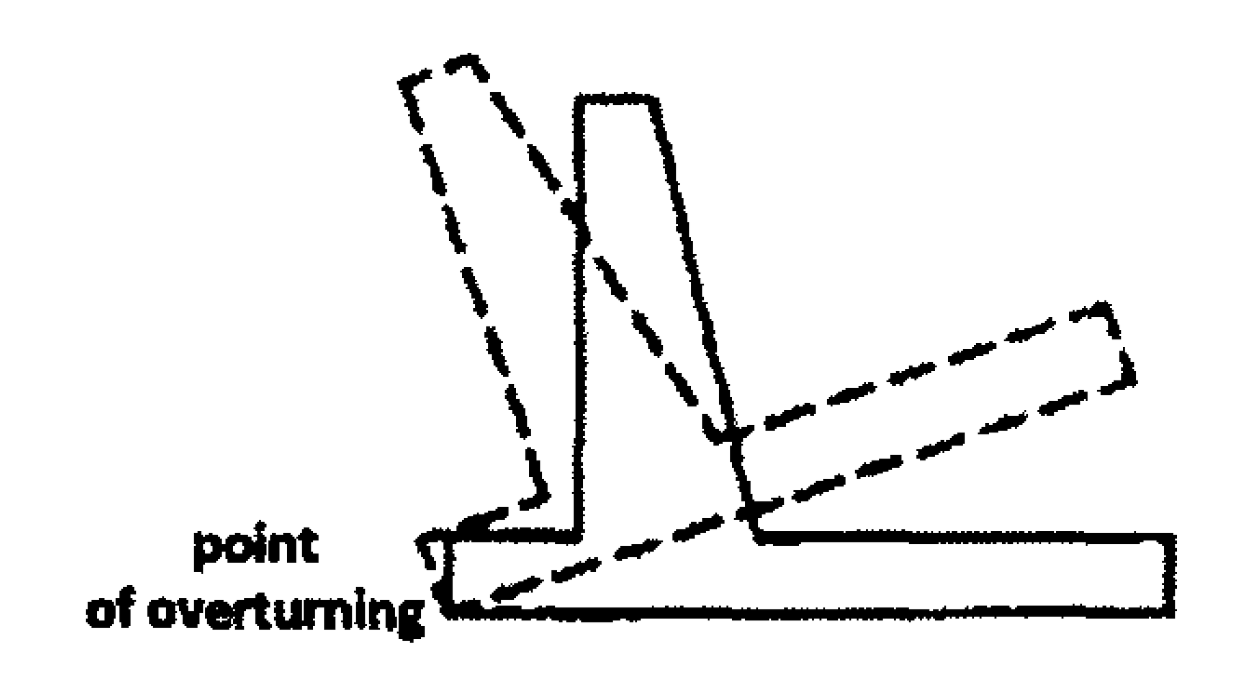
الانقلاب

$$F.O.S = \frac{M_{\text{resisting}}}{M_{\text{overturning}}}$$

حيث $F.O.S \not< 1.5$ لتربة غير متماسكة.

$F.O.S \not< 2.0$ لتربة متماسكة.

(توصية من المؤلف).

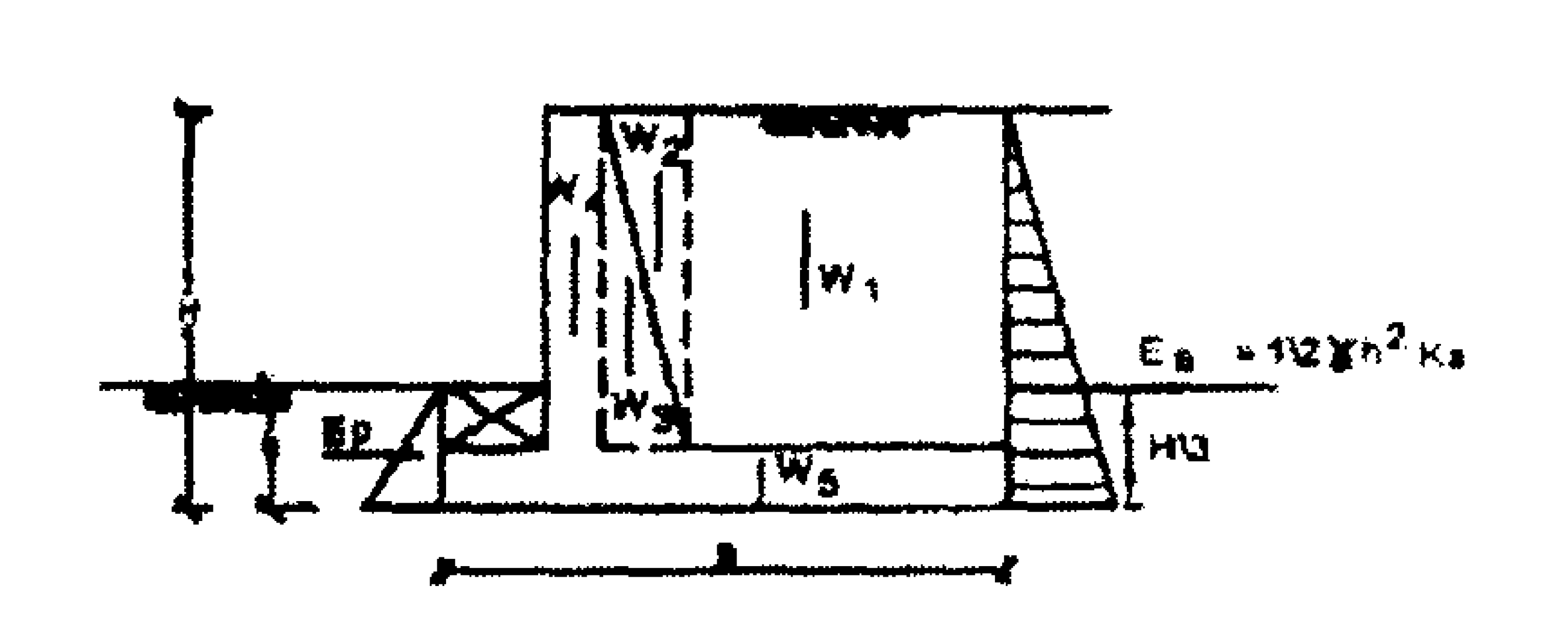
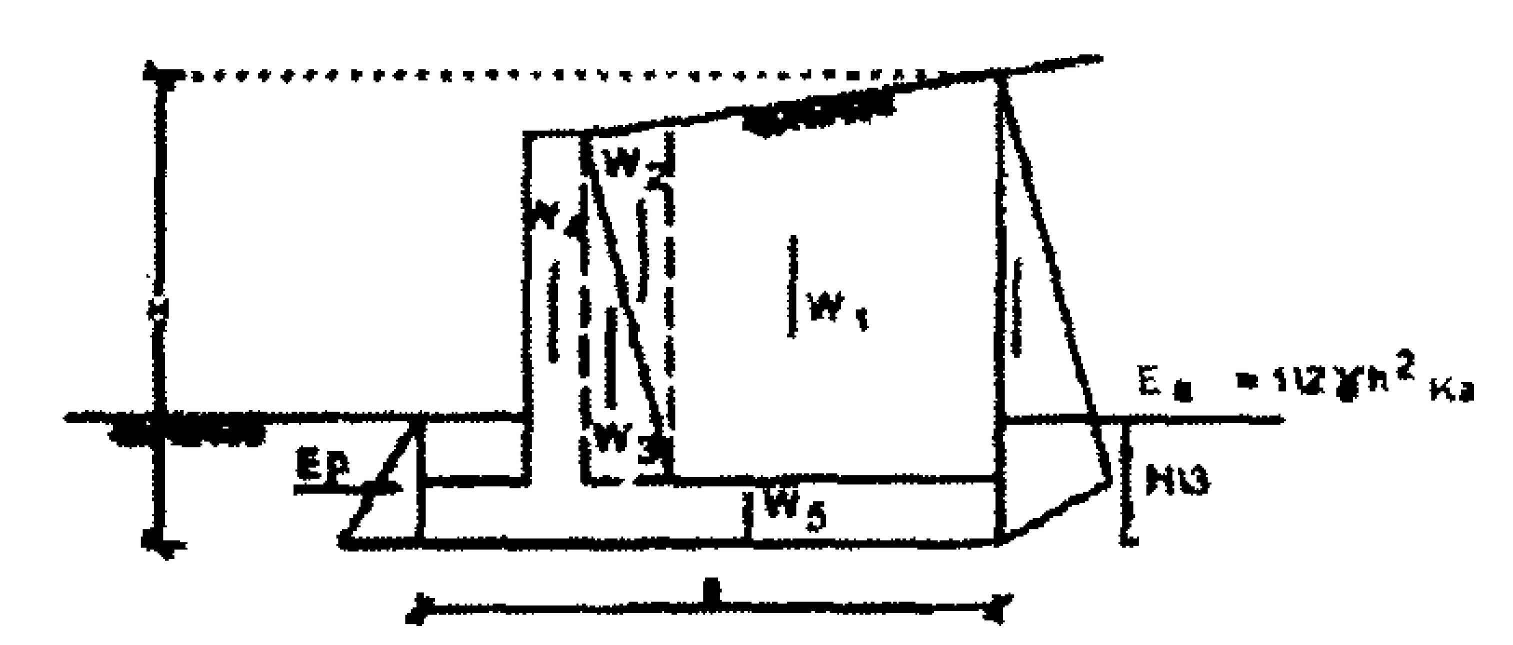


الشكل ٣-١٥: نقطة انقلاب الحائط الحرجة

$$F.O.S=\frac{\sum w_e+E_p h/3}{E_a H/3}=\frac{(w_1e_1+w_2e_2+w_3e_3+w_4e_4+w_5e_5)+E_p h/3}{E_a H/3}$$

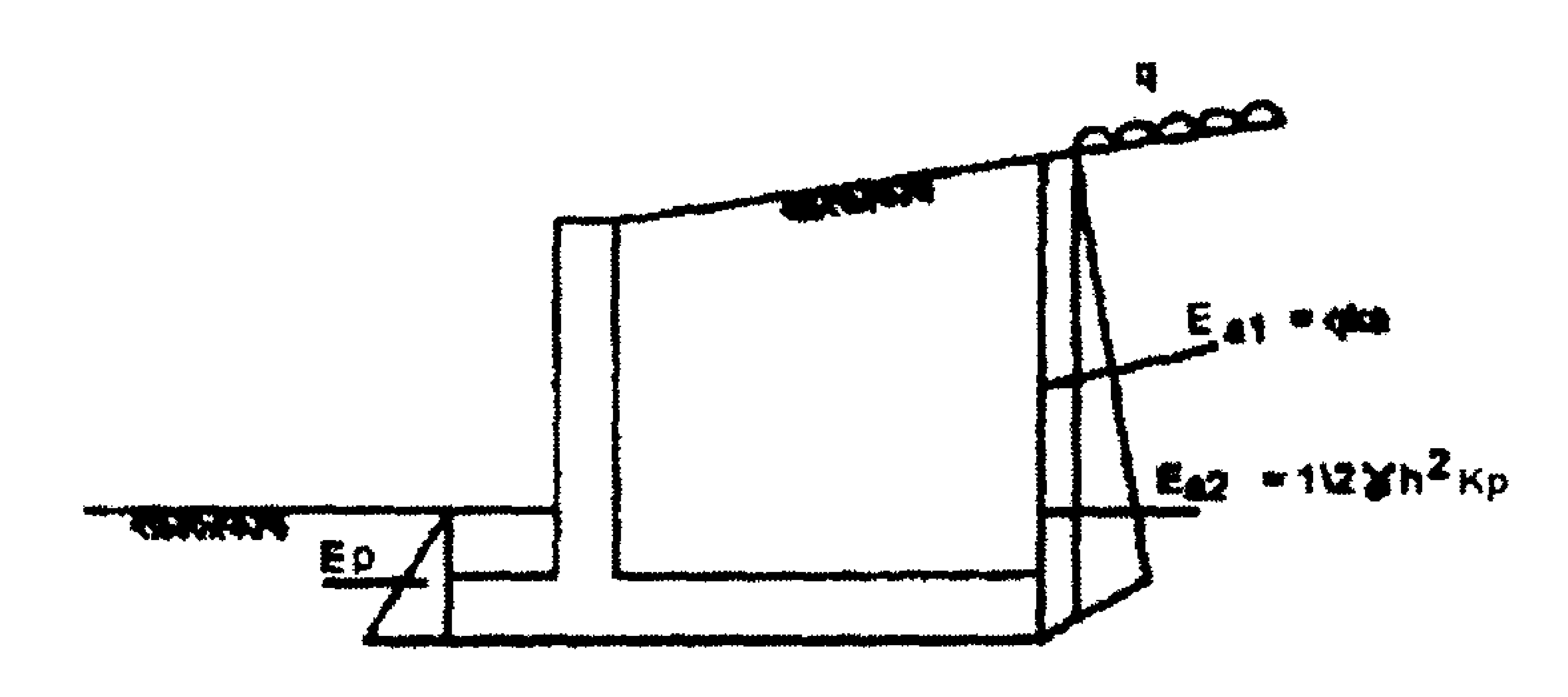
فإذا كان سطح الأرض مائلاً فإن:

$$F.O.S=\frac{\sum we+E_{av.}B+E_p h/3}{E_{ah}H^{\backslash}/3}$$

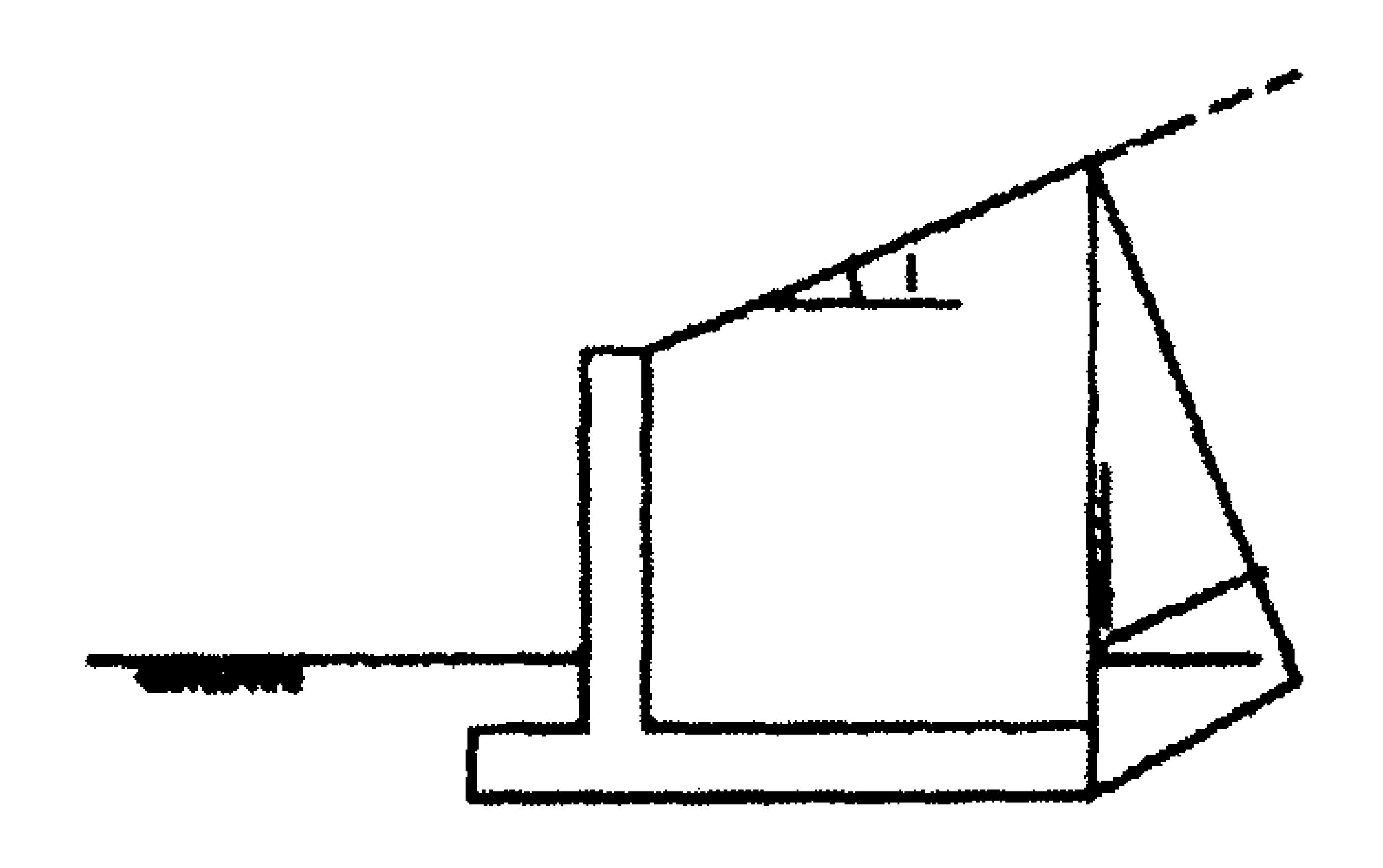
الشكل ٣-١٦: توزيع القوى

فإذا كان الانقلاب غير آمنًا فإننا نزيد عرض القاعدة B .



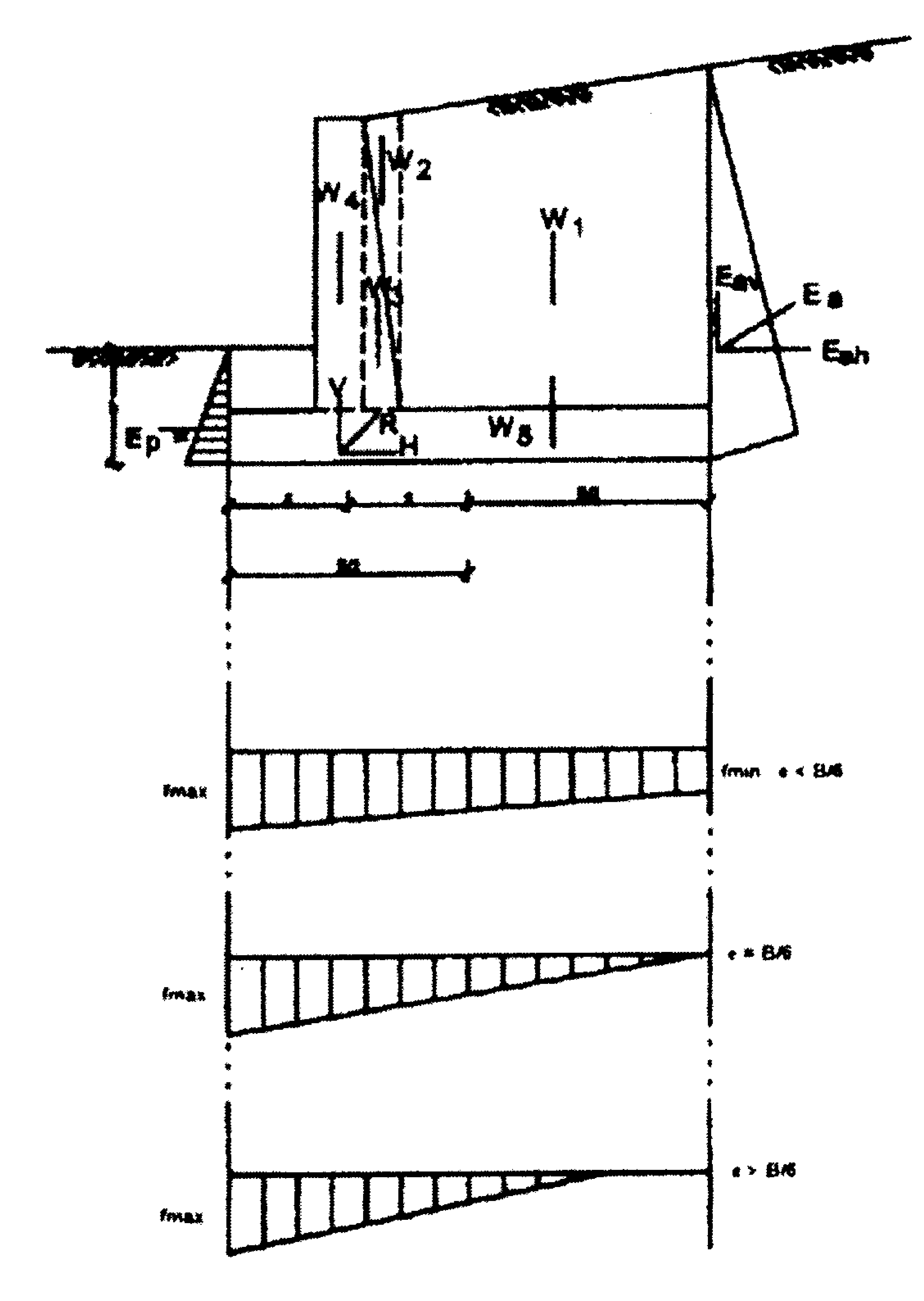
الشكل ٣-١٧: توزيع القوى المؤثرة على الحائط الساند

$$K_a=cos\,i\frac{cos\,i-\sqrt{cos^2 i-cos^2\phi}}{cos\,i+\sqrt{cos^2 i-cos^2\phi}}$$



الشكل ٣-١٨: حائط ساند لسطح تربة مائل

إجهاد التربة (انهيار قدرة تحمل التربة)



الشكل ٣-١٩: توزيع الإجهادات على التربة أسفل الحائط الساند

$$M_{\text{resisting}} = \sum W e + E_{\text{av.}} B + \frac{E_p h}{3}$$

$$M_{\text{overturning}} = \frac{E_{ah} H}{3}$$

$$M_{\text{net}} = M_{\text{resisting}} - M_{\text{overturning}}$$

$V =$ مجموع الأحمال الرأسية $= w_1 + w_2 + w_3 + w_4 + w_5 + E_{\text{av.}}$

$$X^{\backslash} = \frac{M_{\text{net}}}{V}$$

$$e = \frac{B}{2} - X^{\backslash}$$

عند
$$e \leq \frac{B}{6}$$

فإن
$$F_{\substack{\max.\\ \min.}} = -\frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \not> q_{\text{all of soil}}$$

باستخدام نظرية هانسن أو مايرهوف أو تيرزاكي فإننا سوف نجد:

عند
$$e \leq \frac{B}{6}$$

فإن
$$F_{\substack{\max.\\ \min.}} = -\frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \not> q_{\text{all of soil}}$$

وباستخدام نفس النظريات السابقة سوف نجد:

عند
$$e > \frac{B}{6}$$

فإن
$$F_{\substack{\max.\\ \min.}} = \frac{2V}{X^{\backslash}} \not> q_{\text{all of soil}}$$

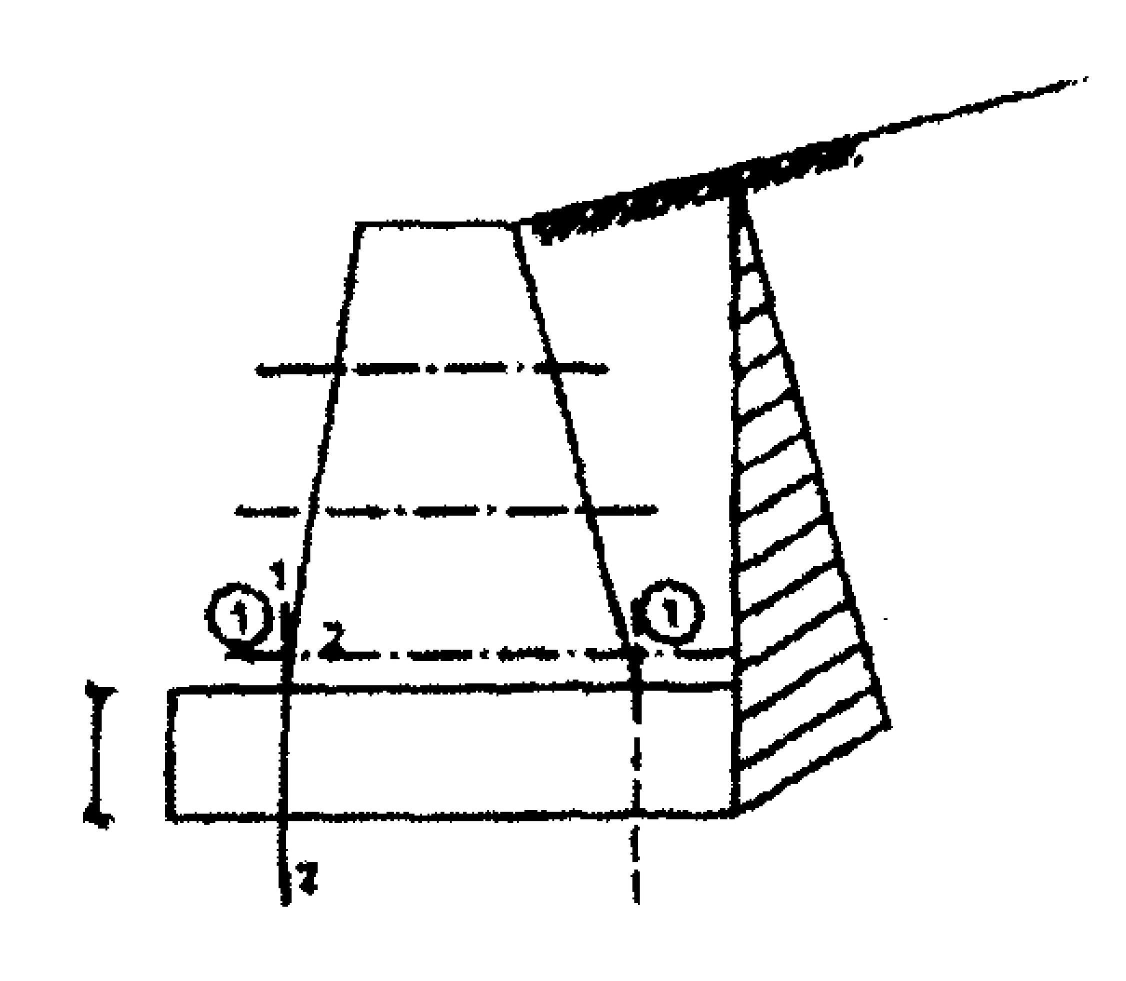
حيث $B/6 \not< X^{\backslash}$.

ملاحظة

$$q_{\text{all of soil}} = \frac{q_{\text{ultimate}}}{F.S = 3}$$

إذا كانت غير آمنة فإننا نزيد B.

٣. تصميم قطاعات الحائط الساند



الشكل ٣-٢٠: القطاعات الحرجة في الحائط الساند

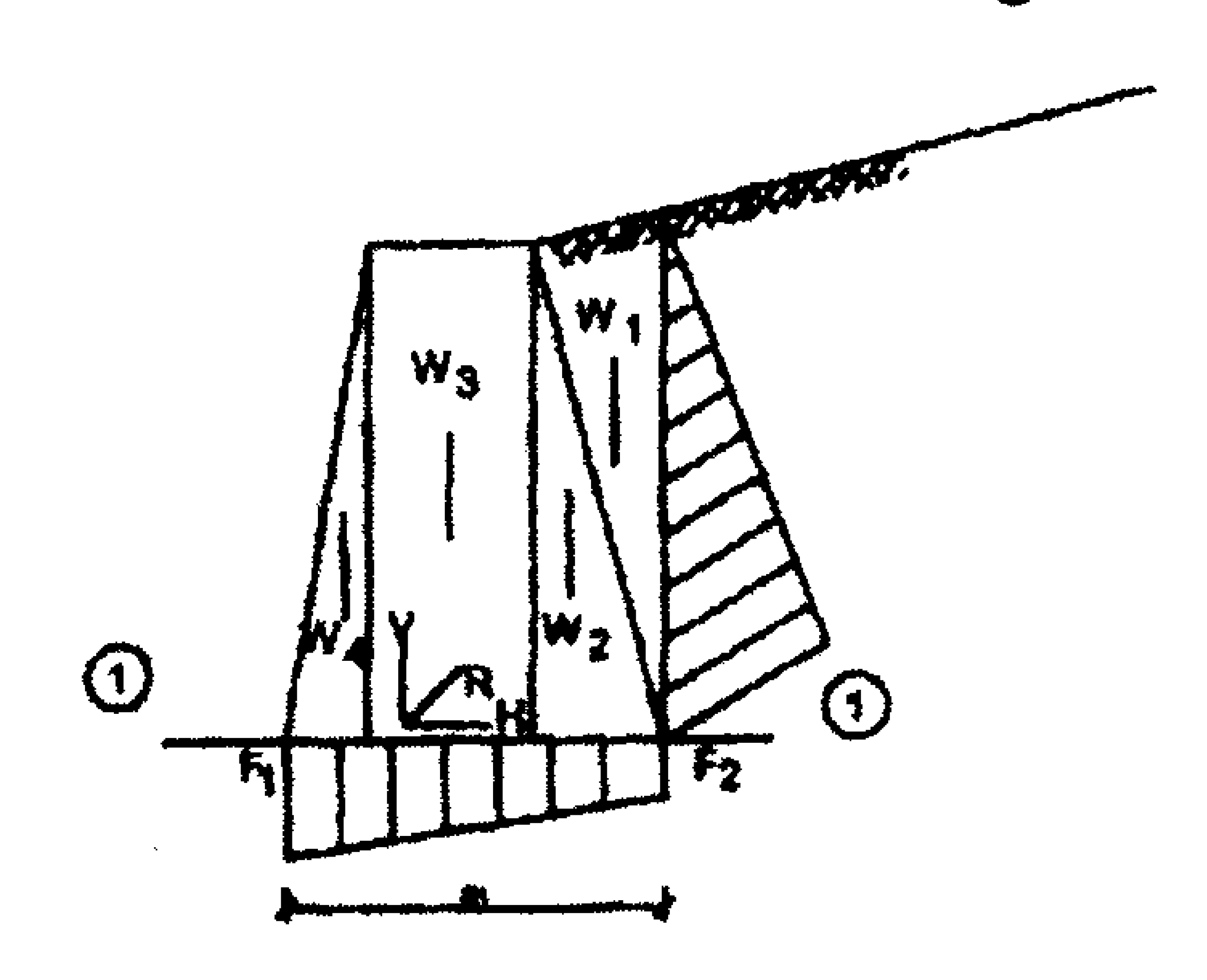
بعد فحص الاتزان لكل الأبعاد المختارة كما سبق وتبين أنهـا آمنـة ثـم نحـن سـوف نصـمم هـذه القطاعات لمقاومة قوى القص وعزوم الانحناء.

الحوائط التثاقلية

افحص الإجهادات عن القطاعات 1-1:

$$F_{\frac{1}{2}} = -\frac{V}{B_1}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \ngtr q_{\text{all}}$$

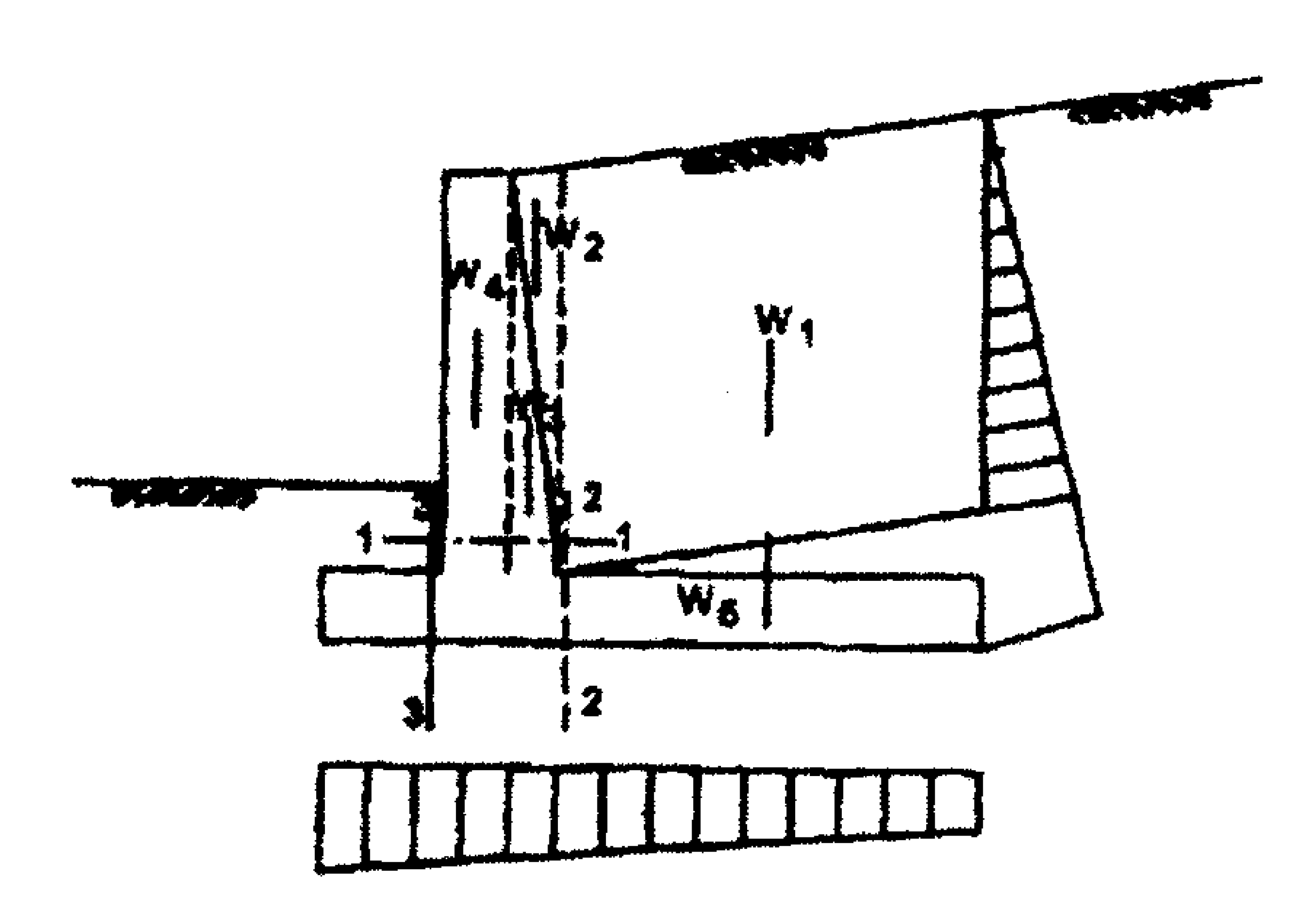
وهذا الإجهاد q_{all} يعتمد على نوع المادة المنشأ منها الحائط الساند.



الشكل ٣-٢١: شكل توزيع الأحمال الرأسية والأفقية وإجهاد تحمل التربة على الحائط

كل إجهادات الشد على قطاعات الحائط تعتمد على مادة إنشاء الحائط الساند. فـإذا كـان هناك منسوب مياه أرضية خلـف الحـائط فسـوف لا نسـمح لأي إجهـادات شـد ونقـوم بفحـص الإجهادات على القطاعات بحيث يكون $F_{\text{tension}} = 0$.

الحوائط الخرسانـة المسلحة (الحوائط الكابولية)



الشكل ٣-٢٢: القطاعات الحرجة في الحائط الساند الكابولي من الخرسانة المسلحة

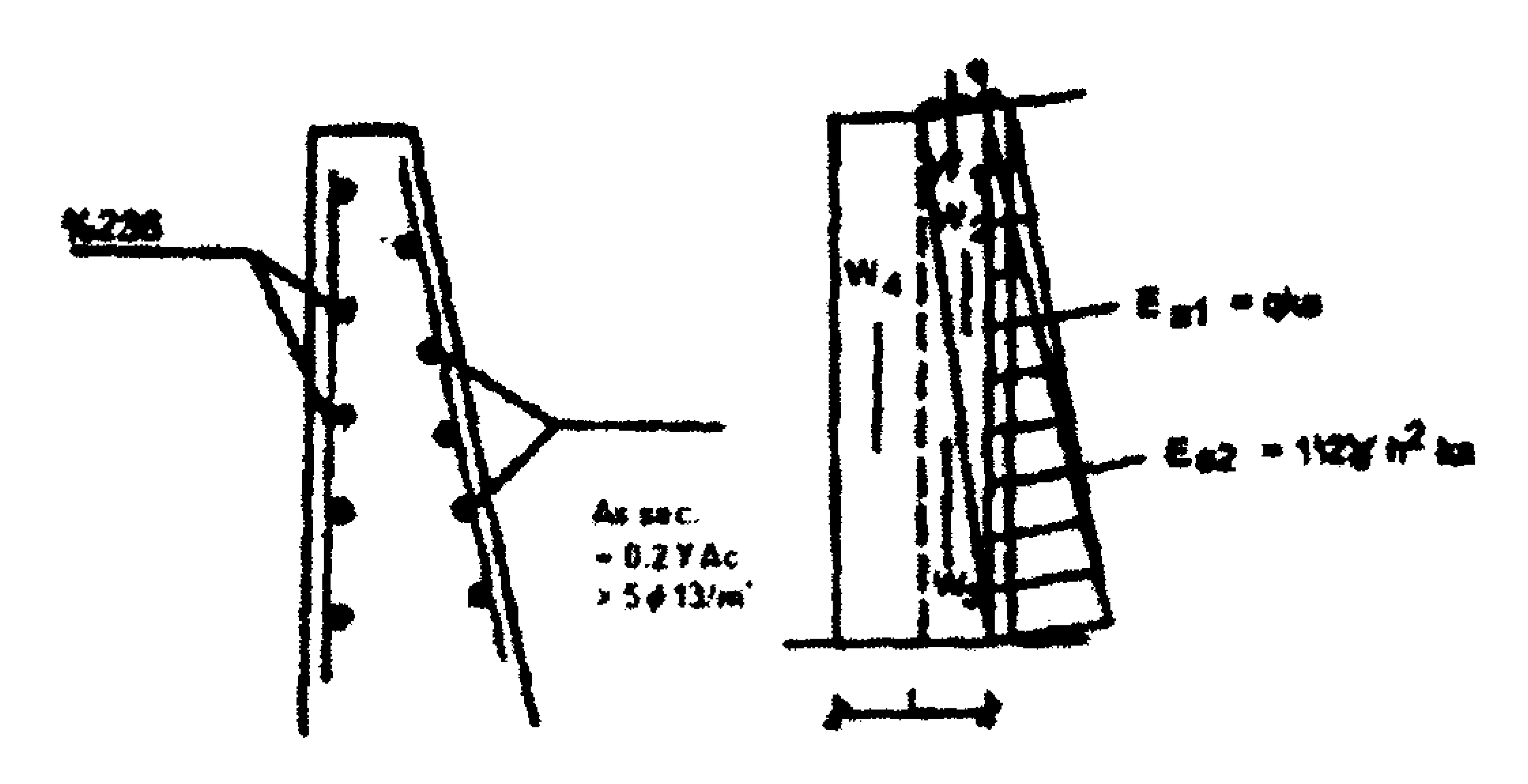
إن الحائط الساند الكابولي يتكون من ثلاثة عناصر إنشائية هي: الجـزء الرأسـي stem، الجـزء الأفقي heel، القدم toe، وكل من هذه العناصر تصمم على أنها كابولي.

- الجزء الرأسي stem (قطاع 1-1)، وهذا القطاع يتعرض إلى V قوى رأسية تساوي:

$$V = w_2 + w_3 + w_4 + w_5 + E_{a_1v} + E_{a_2v}$$

$$H = E_{a_1h} + E_{a_2h}$$

$$M = \sum M_o$$



الشكل ٣-٢٣: توزيع حديد التسليح ليتناسب مع توزيع الأحمال

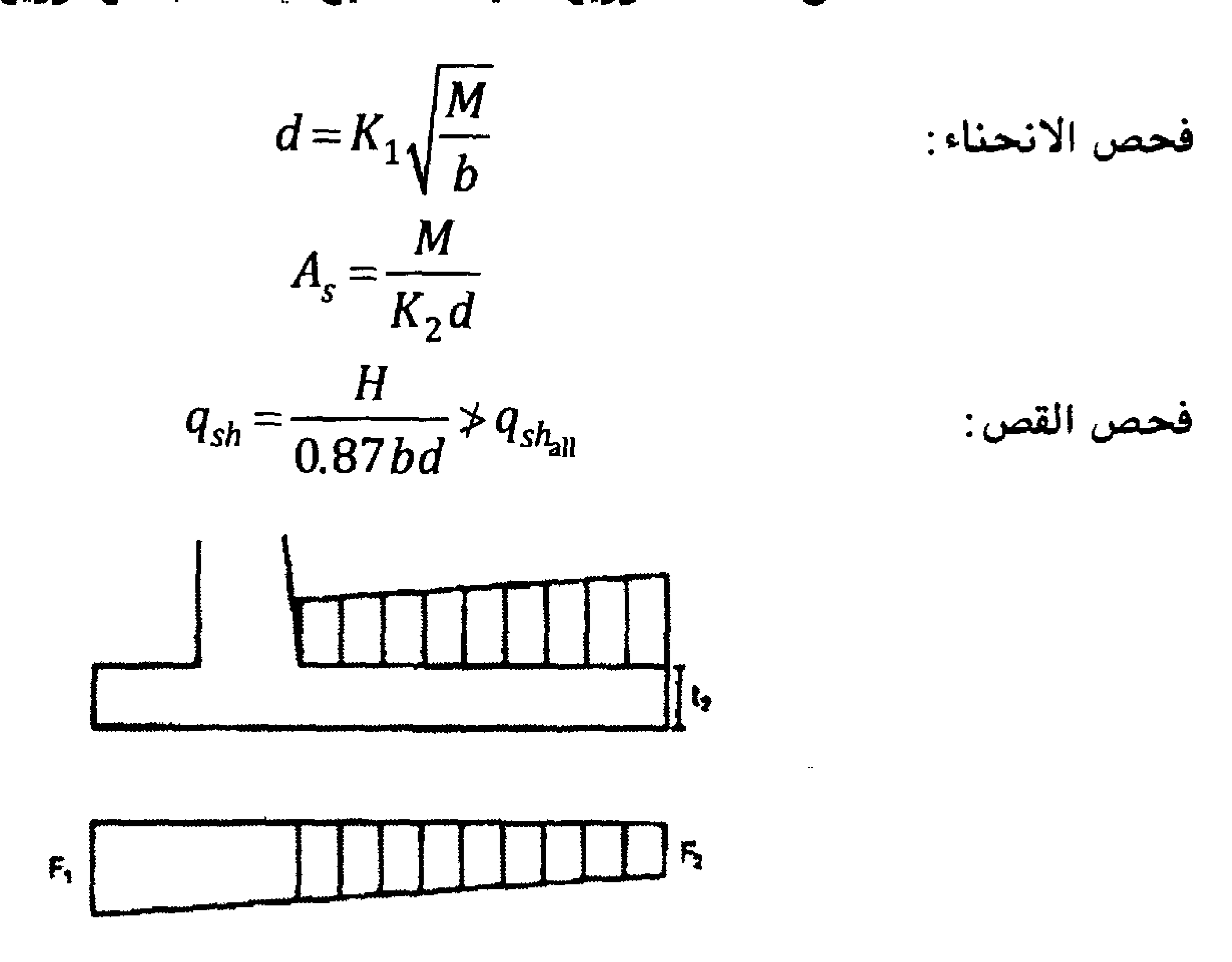
فحص الانحناء:

$$d = K_1\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{M}{K_2 d}$$

فحص القص:

$$q_{sh} = \frac{H}{0.87bd} \ngtr q_{sh_{all}}$$



الشكل ٣-٢٤: إجهاد تحمل التربة أسفل الحائط وعلاقته بالعزوم أعلى قدم الحائط

فحص التماسك:

$$q_b = \frac{H}{0.87\sum n\pi\phi d} \ngtr q_{b_{all}}$$

- الجزء الأفقي heel (قطاع 2-2): لاحظ أن جانب الشد في الأعلى عند السطح العلوي للخرسانة.

$$d = K_1\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$f_c \le 60\ \text{kg/cm}^2$$

(استخدم حديد علوي)

$$A_{s_{2-2}} = \frac{M_{2-2}}{K_2 d}$$

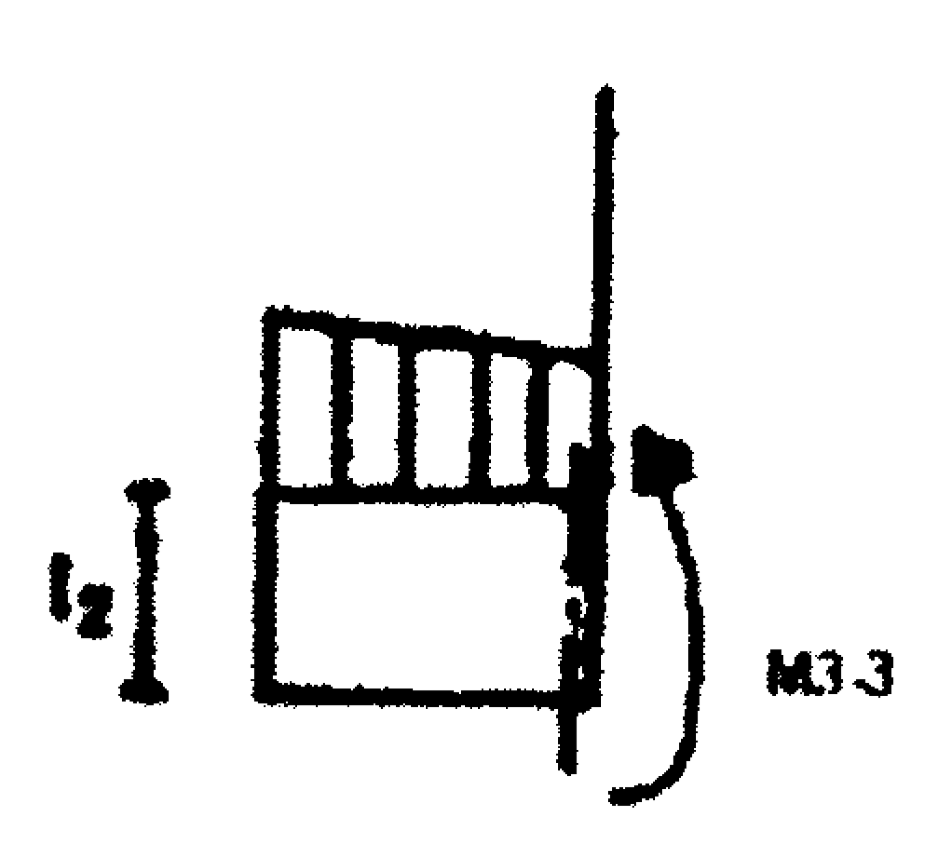
فحص القص:

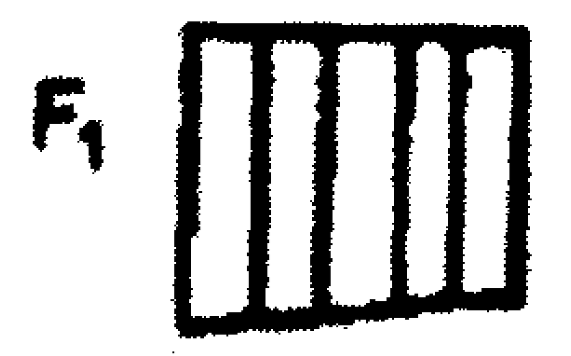
$$q_{sh} = \frac{V_{2-2}}{0.87bd} \ngtr q_{sh_{all}}$$

فحص التماسك:

$$q_b = \frac{V_{2-2}}{0.87\sum n\pi\phi d} \ngtr q_{b_{all}}$$

- القدم toe (قطاع 3-3): استخدم نفس سمك الخرسانة في الجزء السابق (الجزء الأفقي heel).





الشكل ٣-٢٥: علاقة الإجهاد السفلي والحمل العلوي بعزم الانحناء

فحص الانحناء:

$$d = K_1\sqrt{\frac{M_{3-3}}{b}}$$

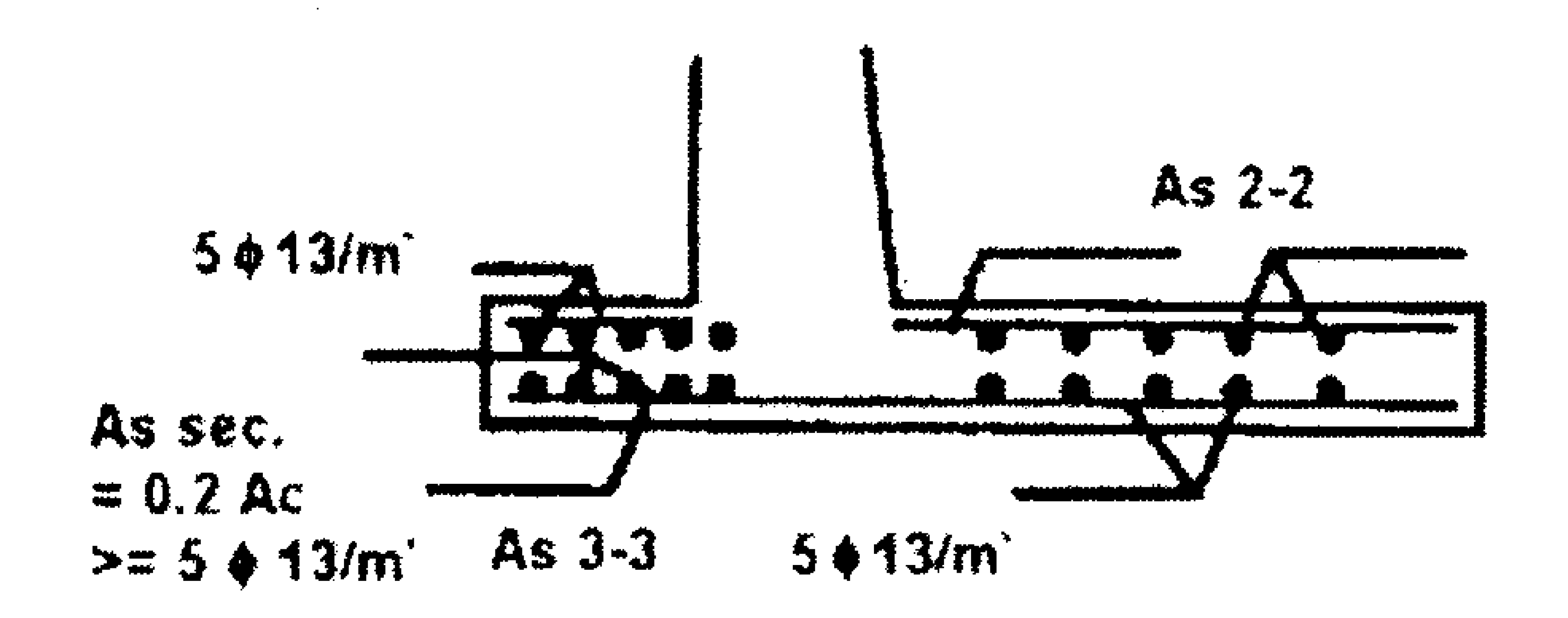
$$b = 100\ \text{cm}$$

$$A_{s_{3-3}} = \frac{M_{3-3}}{K_2 d}$$

فحص القص:

$$q_{sh} = \frac{V_3}{0.87bd} \ngtr q_{sh_{all}}$$

فحص التماسك:
$$q_b = \frac{V_{3-3}}{0.87\sum n\pi\phi d} \ngtr q_{b_{all}}$$

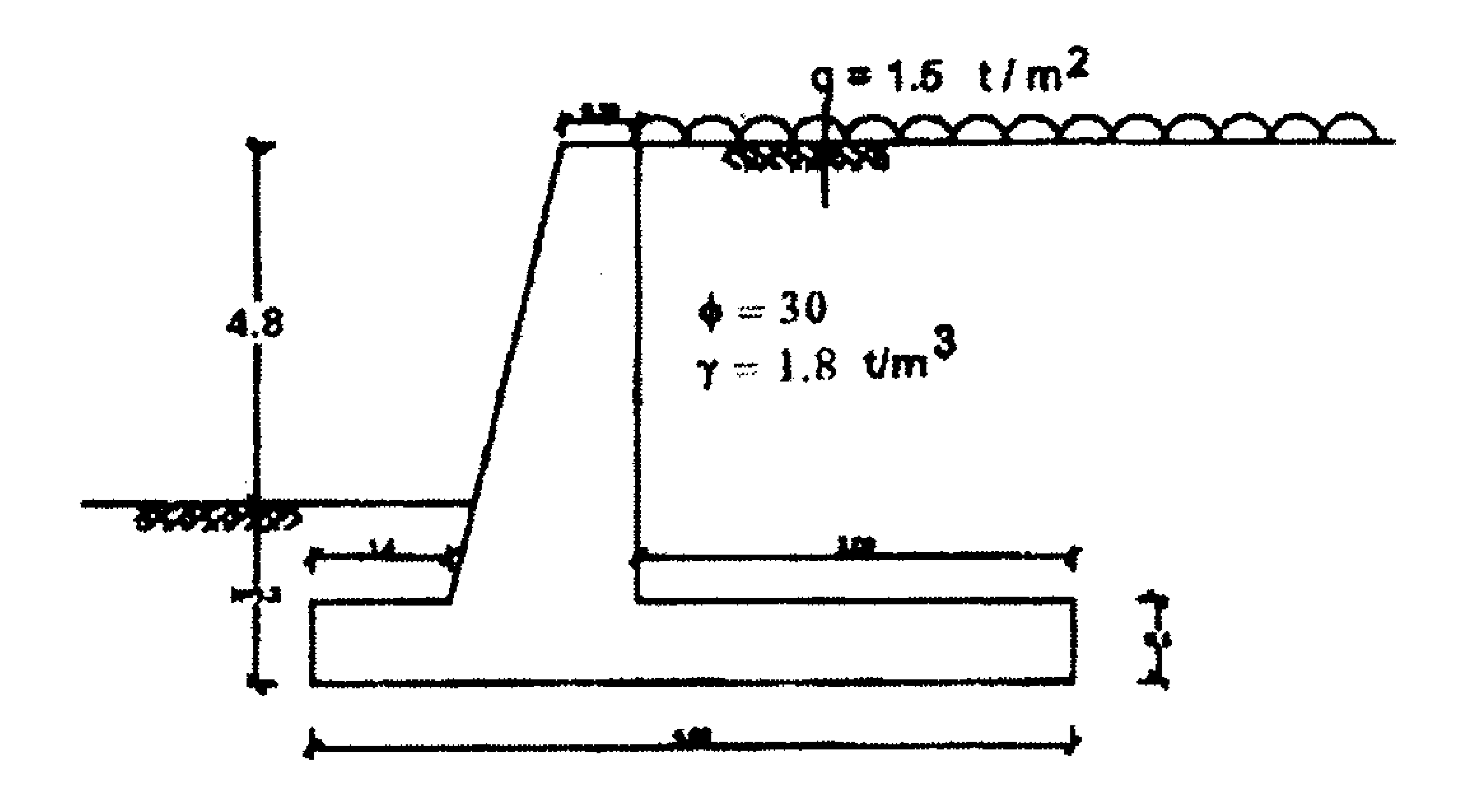


الشكل ٣-٣٦: توزيع حديد التسليح

مثـــال ٣ـ١

مطلوب تصميم الحائط الساند الكابولي لسند ضفة bank من التربة ارتفاعها 4.8 m أعلى سطح الأرض الطبيعية. أن قاع القاعدة للحائط أسفل سطح الأرض الطبيعية بمقدار 1.2 m. أن كثافة التربة $1.8\ t/m^3$ ، وزاوية الاحتكاك الداخلي 30°، أو سطح الضفة يكون أفقيًا ومعرضًا إلى حمل حتى أعلاه منتظم يساوي $1.5\ t/m^2$ ، أن إجهاد التربة المسموح به للتحميل bearing $1.5\ kg/cm^2$. نأخذ قيمة:

$$f_c = 60\ kg/cm^2, \quad f_s = 1400\ kg/cm^2,$$
$$q_{sh} = 5\ kg/cm^2, \quad q_b = 10\ kg/cm^2$$



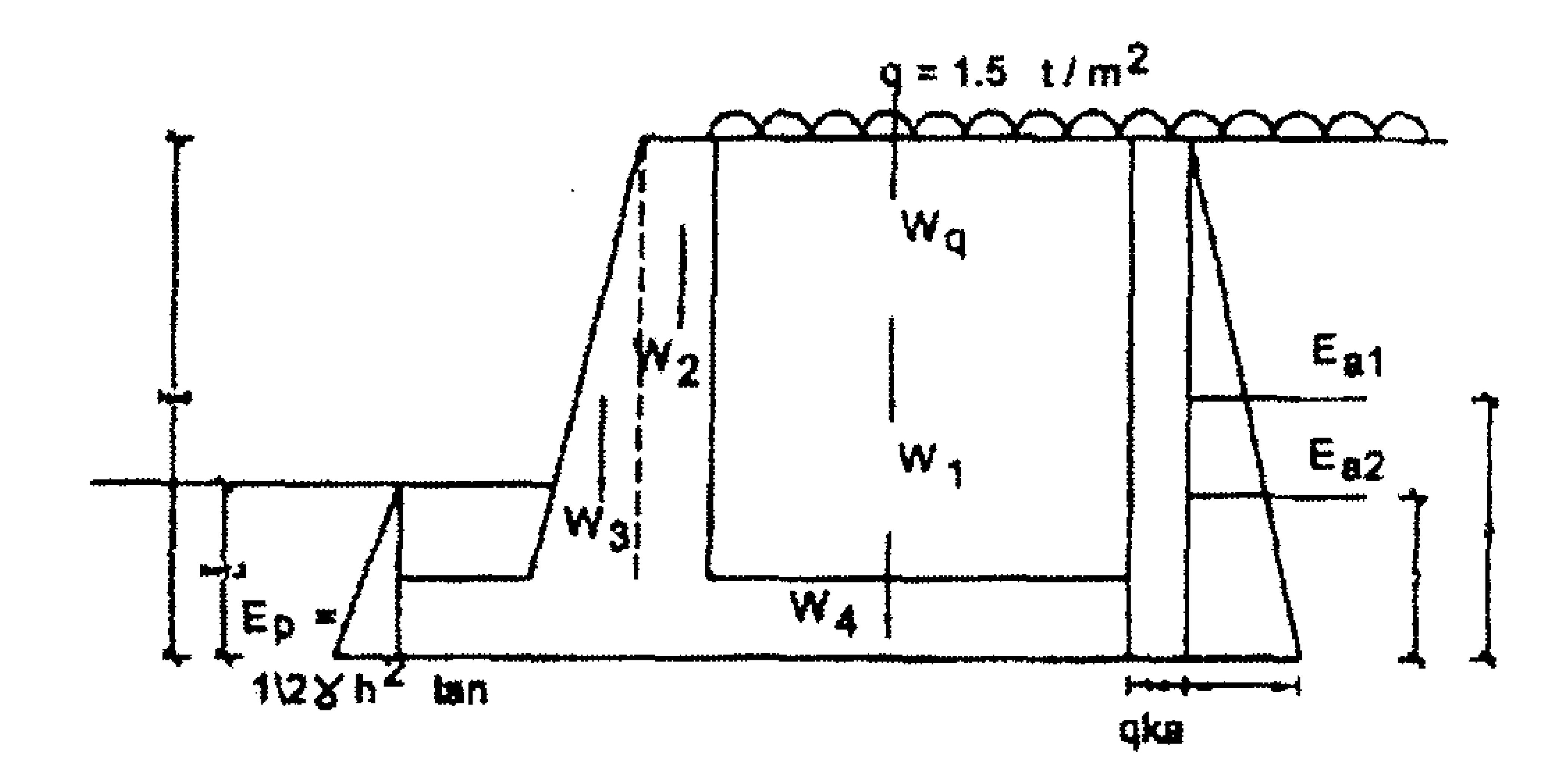
الشكل ٣-٢٧: مخطط لبيان الحائط الساند ونوع التربة

الحــل

اختر أبعاد الحائط كما هو موضح في الشكل ٣-٢٧ ثم افحص الإجهادات كالتالي:

$$K_a = tan^2(45 - \phi/2) = \frac{1}{3}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 3$$



الشكل ٣-٢٨: توزيع إجهاد ضغط ومقاومة التربة والأحمال الرأسية

(أ) فحص الاتزان

حساب الأحمال الرأسية وضغط التربة.

الجدول ٣-١: جدول لحساب العزوم حول نقطة O

الرمز	الوزن (t)	ذراع العزم (m)	العزم M_o (m.t)
w_1	$\gamma_{soil} \times Area = 1.8 \times 2.05 \times 5.5 = 20.44$	2.975	60.52
w_2	$\gamma_c \times Area = 2.5 \times 0.3 \times 5.5 = 4.12$	1.80	7.43
w_3	$\gamma_c \times Area = 2.5 \times 0.5 \times 0.25 \times 5.5 = 1.720$	1.57	2.70
w_4	$\gamma_c \times Area = 2.5 \times 4.0 \times 0.5 = 5.0$	2	10
w_q	$q \times 1 = 1.5 \times 2.05 = 3.075$	2.975	9.15
			89.80

$$E_{a_1} = qK_a H = 1.5 \times \frac{1}{3} \times 6 = 4.5 \text{ t}$$

$$E_{a_2} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = 0.5 \times 1.8 \times 36 \times \frac{1}{3} = 10.8 \text{ t}$$

$$\sum E_a = E_{a_1} + E_{a_2} = 4.5 + 10.8 = 15.3 \text{ t}$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p = 0.5 \times 1.8 \times \overline{1.2}^2 \times 3 = 3.88 \text{ t}$$

فحص التزحلق

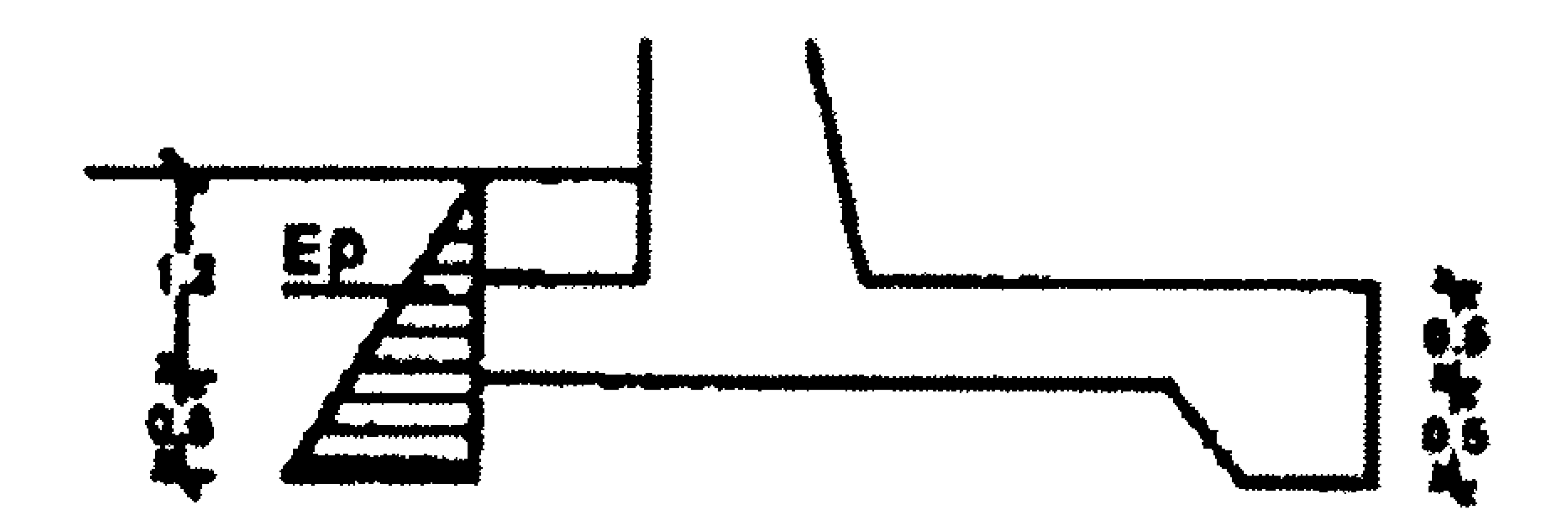
$$F.O.S=\frac{\text{Resisting Force}}{\text{Sliding Force}}=\frac{V\tan\delta+E_p}{\sum E_a}\nless 2.0$$

حيث $V=$ مجموع الأحمال الراسية $(w_1+w_2+w_3+w_4)$.

$$\therefore\quad V=60.52+7.43+2.70+10=31.185\text{ t}$$

$$\therefore\quad F.O.S=\frac{31.185\tan 30+3.88}{15.3}=1.433<2$$

غير آمنة ، ويجب استخدام مفتاح key لقدم الحائط.

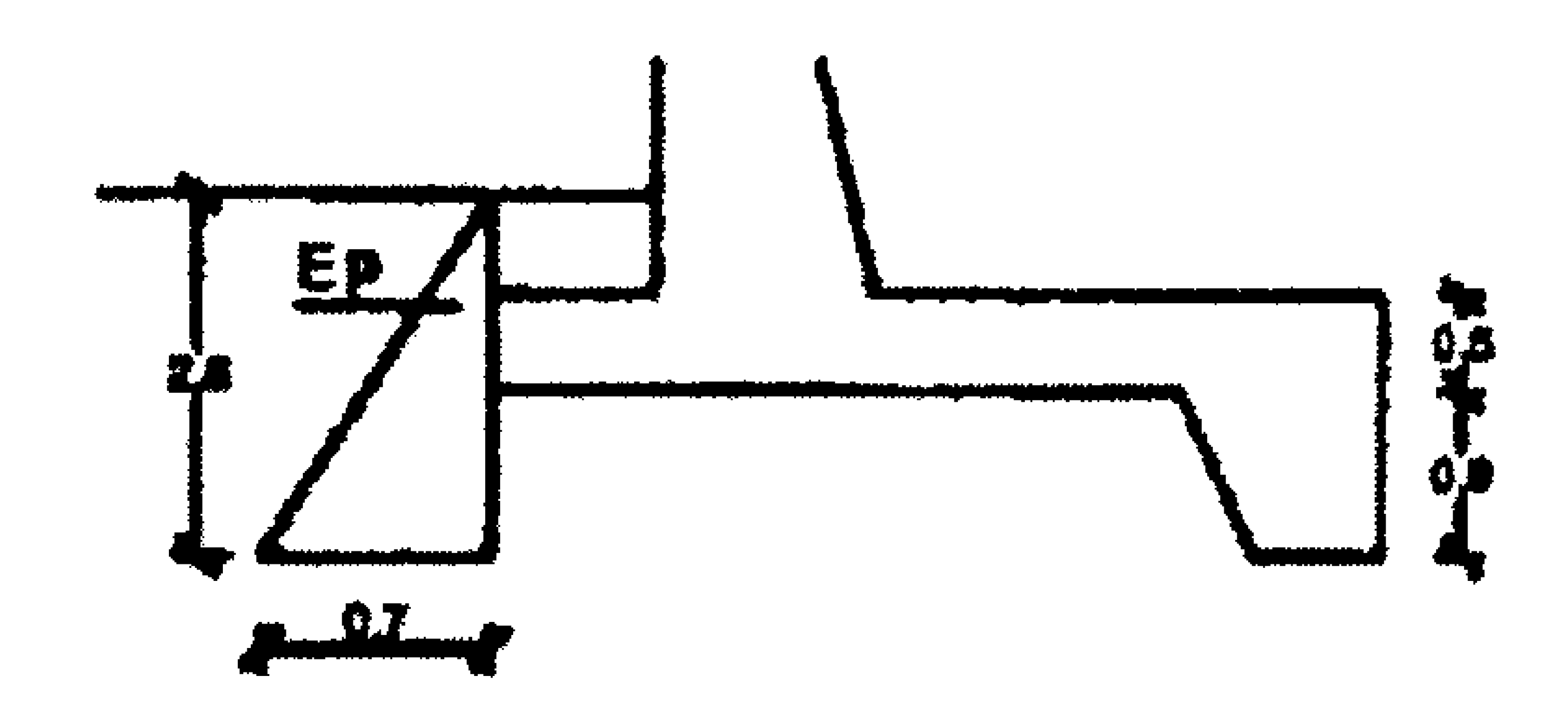


الشكل ٣-٢٩: بيان شكل مفتاح قدم الحائط والضغط المقاوم الزائد للتربة

$$E_p=\frac{1}{2}\gamma h^2 K_p=0.5\times1.8\times\overline{1.8}^2\times3=8.75\text{ t}$$

$$F.O.S=\frac{31.185\tan 30+8.75}{15.3}=1.74<2$$ (غير آمن)

نجرب استخدام مفتاح أكبر في العمق يساوي 0.8 m على سبيل التجربة مما يعني زيادة قوة ضغط مقاومة التربة للانزلاق.



الشكل ٣-٣٠: المفتاح الجديد وضغط مقاومة التربة الزائد

$$E_p=\frac{1}{2}\gamma h^2 K_p=0.5\times1.8\times\overline{2.0}^2\times3=10.8\text{ t}$$

$$F.O.S=1.9<2$$ (غير آمن)

نجرب مفتاح بعمق 0.9 m.

فحص الانقلاب

$$F.O.S=\frac{M_{\text{resisting}}}{M_{\text{overturning}}}\not<1.5$$ (تربة غير متماسكة)

$$M_{\text{resisting}}=w_1e_1+w_2e_2+w_3e_3+w_4e_4$$

$$M_{\text{overturning}}=E_{a_1}\frac{H}{2}+E_{a_2}\frac{H}{3}+E_p$$

$$F.O.S=\frac{60.52+7.43+2.70+10}{4.5\times3+10.8\times2+10.8\times0.2}=2.16>1.5$$ (آمان)

فحص الإجهاد على التربة



الشكل ٣-٣١: شكل الإجهاد الرأسي المحمل على التربة (رد فعل التربة الرأسي)

$$M_{o_{\text{net}}}=M_{\text{resisting}}-M_{\text{overturning}}$$
$$=(60.52+7.43+2.7+10+9.15)-(4.5\times3+1.8\times2+10.8\times0.2)$$
$$=52.54\text{ m.t}$$

$$V=w_1+w_2+w_3+w_4+w_q=34.26\text{ t}$$

$$X^{\backslash}=\frac{M_{o_{\text{net}}}}{V}=\frac{52.54}{34.26}=1.6\text{ m}$$

$$e=\frac{B}{2}-X^{\backslash}=2-1.6=0.4<\frac{B}{2}$$ (في الثلث الأوسط)

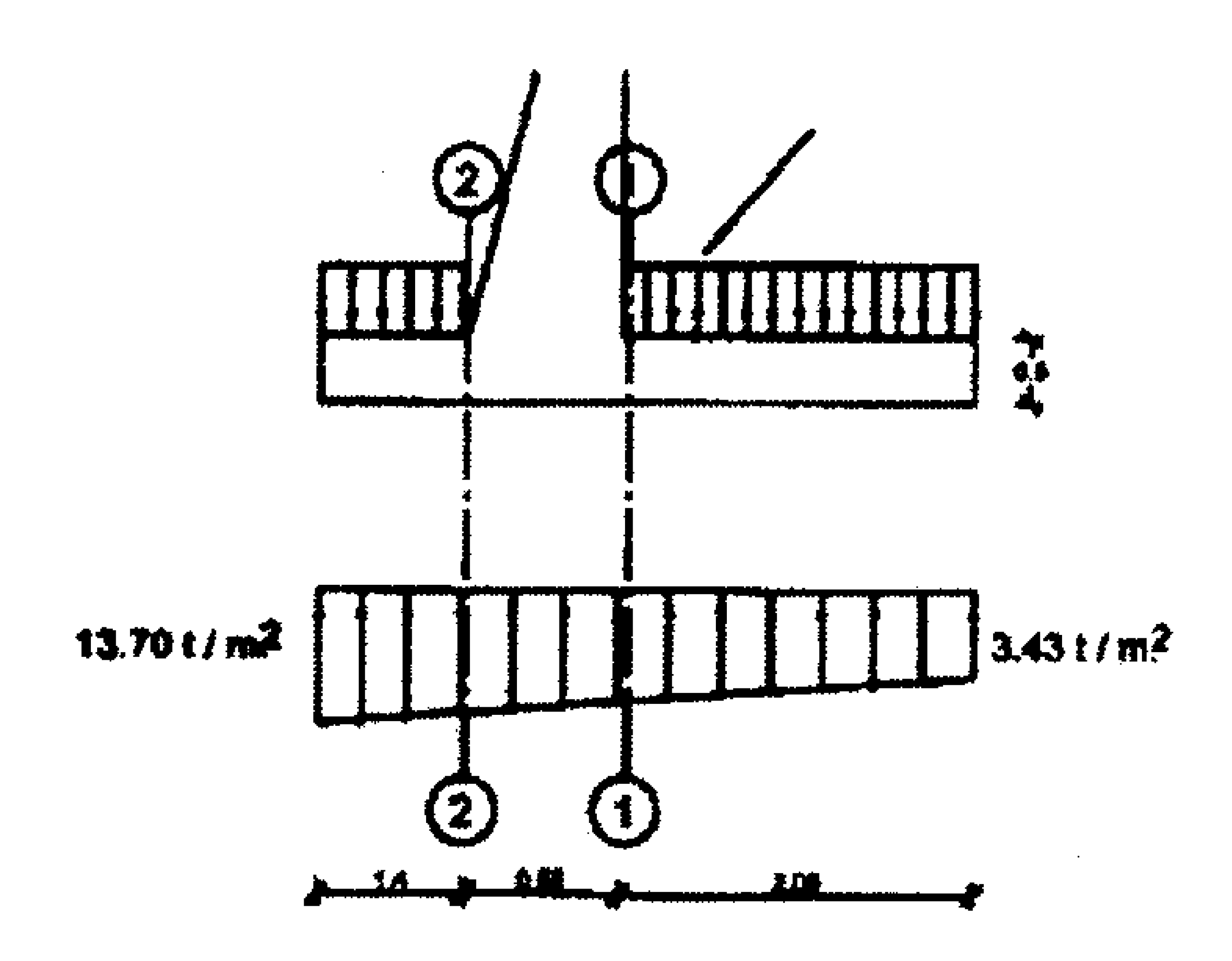
$$f_{\substack{\text{max.}\\\text{min.}}}=-\frac{V}{B\times1}\left(1\mp\frac{6e}{B}\right)\not>q_{\text{soil all}}$$

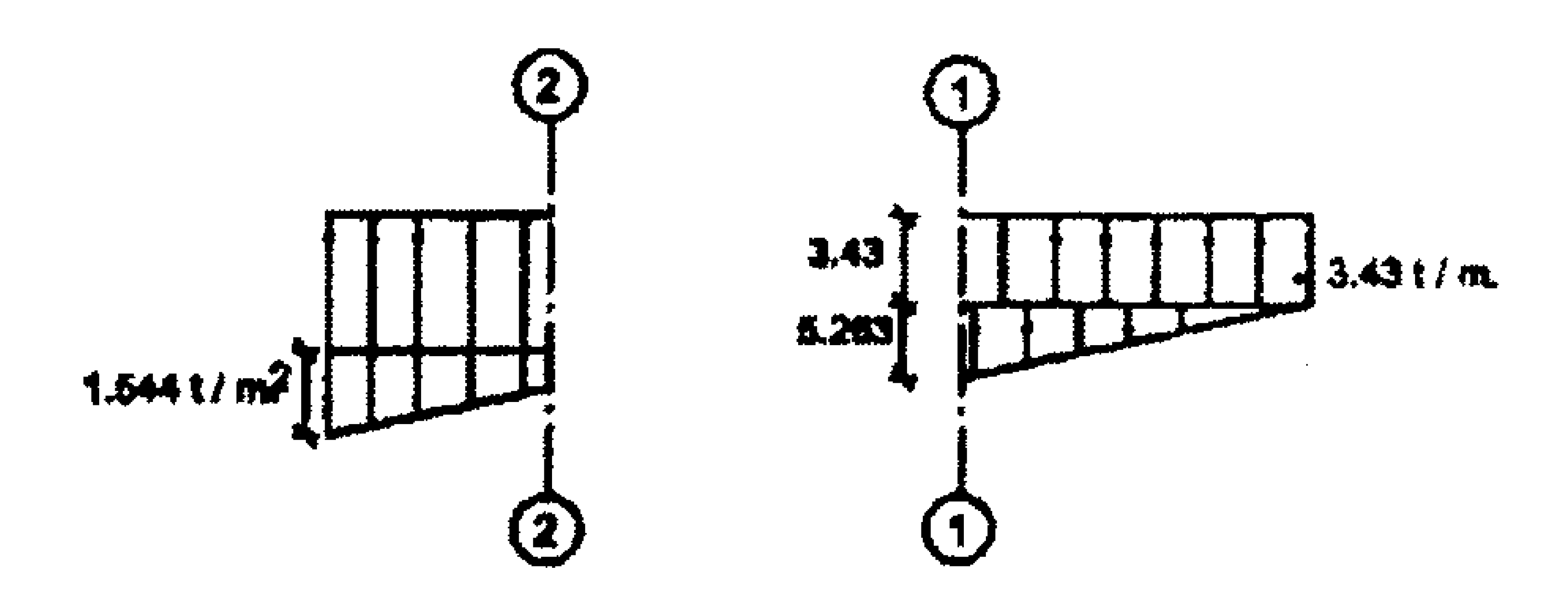
$$=-\frac{34.26}{4\times1}\left(1\mp\frac{6\times0.4}{4}\right)=\frac{13.7\text{ t/m}^2}{3.43\text{ t/m}^2}\not>15\text{ t/m}^2$$ (آمان)

(ب) تصميم قطاعات الحوائط السائدة

تصميم الجزء الأفقي heel (قطاع 1-1)

$$Q_{sh_{1-1}}=12.65\times2.05-3.43\times2.05-0.5\times2.05\times5.263=13.506\text{ t}$$





الشكل ٣-٣٢: مخطط لبيان توزيع الإجهادات لرد فعل التربة الرأسي أسفل الحائط مع بيان القطاعات الحرجة

$$M_{1-1}=12.65\times\frac{\overline{2.05}^2}{2}-3.43\times\frac{\overline{2.05}^2}{2}-0.5\times2.05\times5.263\times\frac{2.05}{3}=15.68\ \text{m.t}$$

$$d=K_1\sqrt{\frac{M}{b}}=0.361\sqrt{\frac{15.68\times10^5}{100}}=45.2\ \text{cm}$$

افترض قطر السيخ 19 mm، والقطاع 6 cm.

$$t=55\ \text{cm},\qquad d=49\ \text{cm}$$

$$A_s=\frac{M}{K_2d}=\frac{15.68\times10^5}{1237\times49}=25.89\ \text{cm}^2=10\phi19\ \text{mm/m}'$$

♦ فحص القص:

$$q_{sh}=\frac{Q_{sh}}{0.87db}=\frac{13.506\times10^3}{0.87\times49\times100}=3.17\ \text{kg/cm}^2<5\ \text{kg/cm}^2$$

♦ فحص الانحناء:

$$q_b=\frac{Q_b}{0.87\sum_o d}=\frac{13.506\times10^3}{0.87\times10\times1.9\times\pi\times49}=5.3\ \text{kg/cm}^2<10$$

$$A_{s_{secondary}} = 0.2\% A_c = \frac{0.2}{100} \times 100 \times 49 = 7.5\ cm^2/m^{\backslash}$$

إذًا نستخدم حديد تسليح $6\phi13\ mm/m^{\backslash}$.

تصميم القدم

$$Q_{sh_{2-2}} = 10.1055 \times 1.4 + 0.5 \times 1.4 \times 3.544 - 1.25 \times 1.4 = 17.43\ t$$

$$M_{2-2} = 10.1055 \times \frac{\overline{1.4}^2}{2} + 0.5 \times 1.4 \times 3.544 \times \frac{1.4 \times 2}{3} - 1.25 \times \frac{\overline{1.4}^2}{2} = 11.03\ m.t$$

استخدم نفس سمك القدم الأمامي $t = 55\ cm$.

$$A_s = \frac{M_{2-2}}{K_2 d} = \frac{11.03 \times 10^5}{1237 \times 49} = 18.2\ cm^2/m \qquad (7\phi19/m^{\backslash})$$

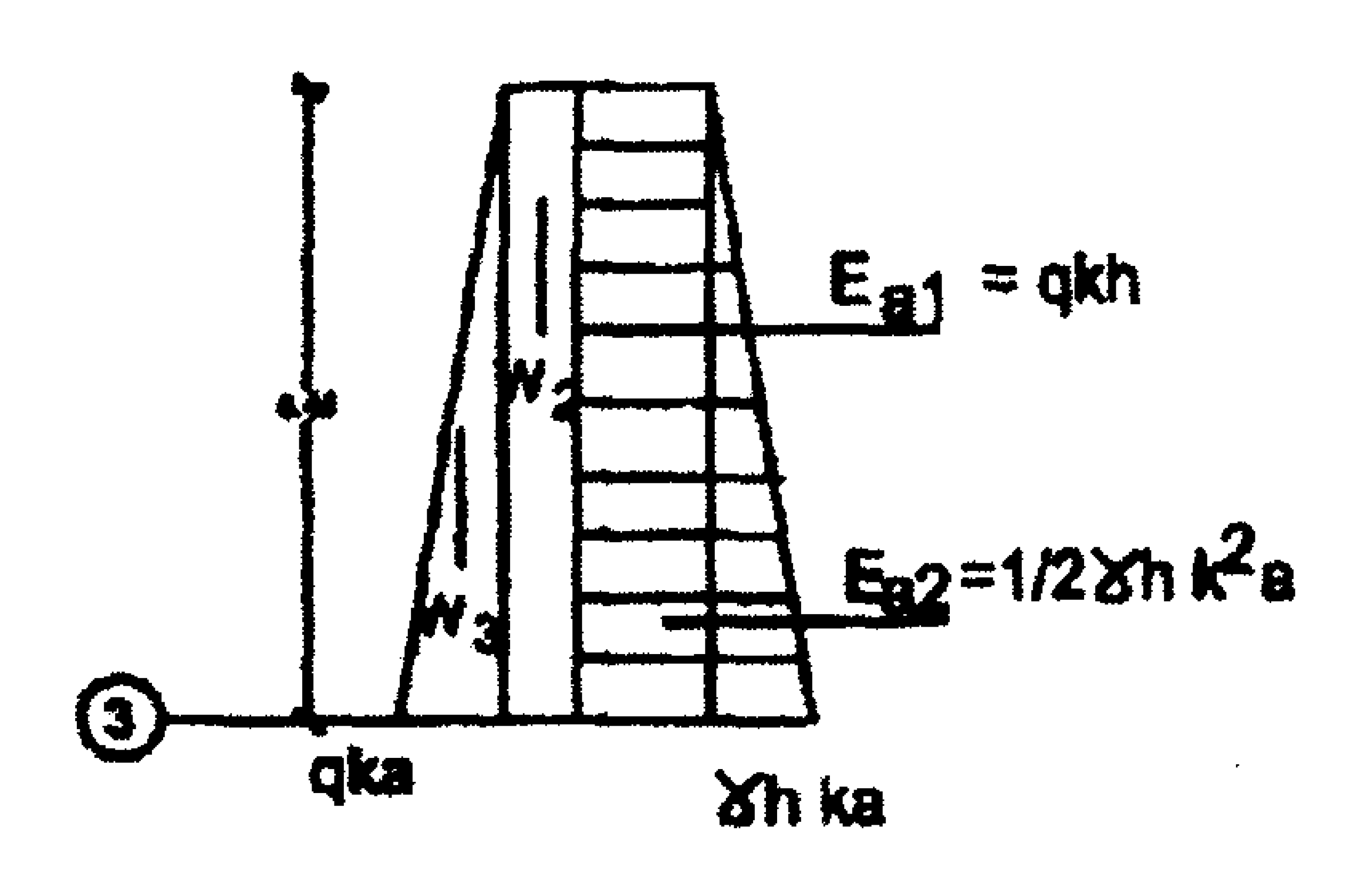
- فحص القص:

$$q_{sh} = \frac{Q_{s_{2-2}}}{0.87 d b} = \frac{17.43 \times 10^3}{0.87 \times 49 \times 100} = 4.09\ kg/cm^2 < 5\ kg/cm^2$$

- فحص التماسك:

$$q_b = \frac{Q_{b_{2-2}}}{0.87 \sum_o d} = \frac{17.43 \times 10^3}{0.87 \times 7 \times 1.9 \times \pi \times 49} = 9.77\ kg/cm^2 < 10 \qquad \text{(آمان)}$$

الجزء الرأسي



الشكل ٣-٣٢: القوى المؤثرة على القطاع الحرج لساق الحائط الرأسي

$$E_{a_1} = qK_a h^{\backslash} = 1.5 \times \frac{1}{3} \times 5.45 = 2.725\ t$$

$$E_{a_2} = \frac{\gamma}{2} h^{\backslash 2} K_a = \frac{1}{2} \times 1.8 \times \overline{5.45}^2 \times \frac{1}{3} = 8.9\ t$$

$$Q_{s_{3-3}} = E_{a_1} + E_{a_2} = 2.725 + 8.9 = 11.625\ t$$

$$M_{3-3}=2.725\times\frac{5.45}{2}+8.9\times\frac{5.45}{3}$$

$$+\overbrace{4.125}^{w_2}\left(\frac{0.55}{2}-0.15\right)-\overbrace{1.72}^{w_3}\left(\frac{0.53}{2}-\frac{0.25\times2}{3}\right)$$

$$=23.423\text{ m.t}$$

$$V=N=w_2+w_3$$

اهمل القوى العمودية واعتبر القطاع معرض لعزم انحناء فقط.

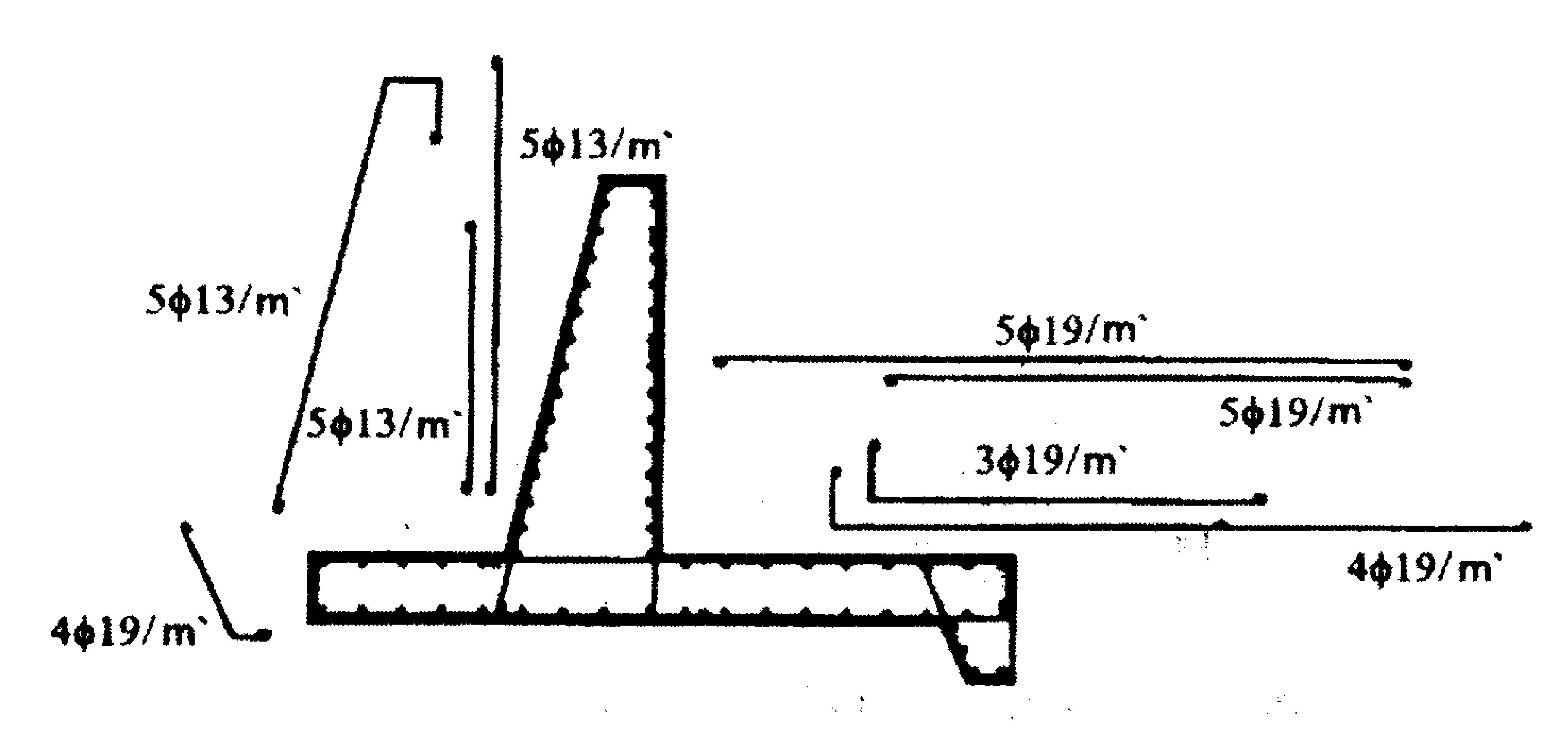
$$d=K_1\sqrt{\frac{M}{b}}=0.361\sqrt{\frac{23.423\times10^5}{100}}=54\text{ cm}$$

نأخذ: $t_2=60\text{ cm},\qquad d=60-5-\frac{\phi}{2}=54\text{ cm}$

$$A_s=\frac{M_{3-3}}{K_2 d}=\frac{23.423\times10^5}{1237\times54}=29.7\text{ cm}^2\qquad(11\phi19\text{ mm/m}')$$

إنه من الأفضل أن نأخذ قطاع في منتصف الارتفاع للحصول على M ، A_s لنعرف كمية حديد التسليح الذي يجب أن يتوقف امتداده عند هذا القطاع.

- فحص القص: $q_{sh_{3-3}}=\frac{11.625\times10^3}{0.87\times100\times54}=3\text{ kg/cm}^2<5$



الشكل ٣-٣٤: تفاصيل التسليح للحائط الساند

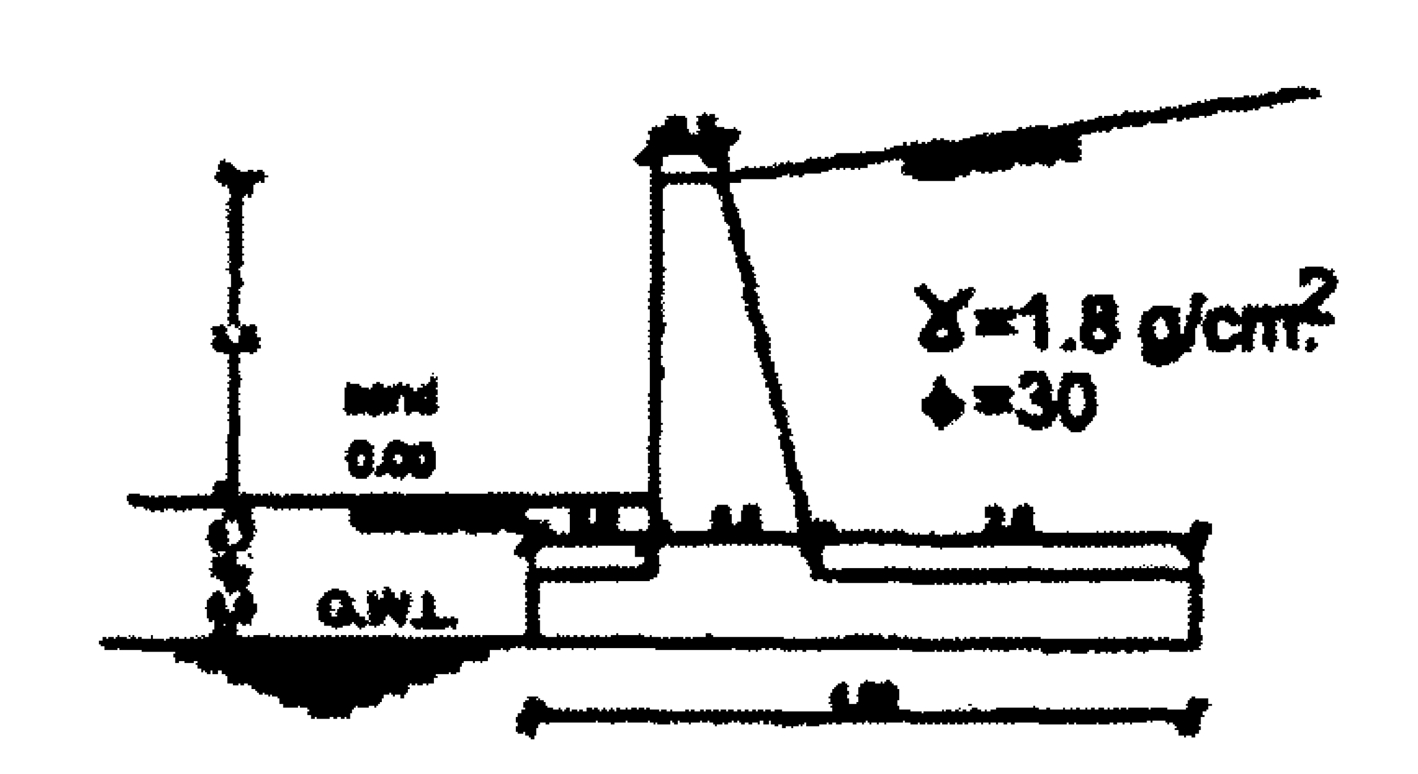
- فحص التماسك:

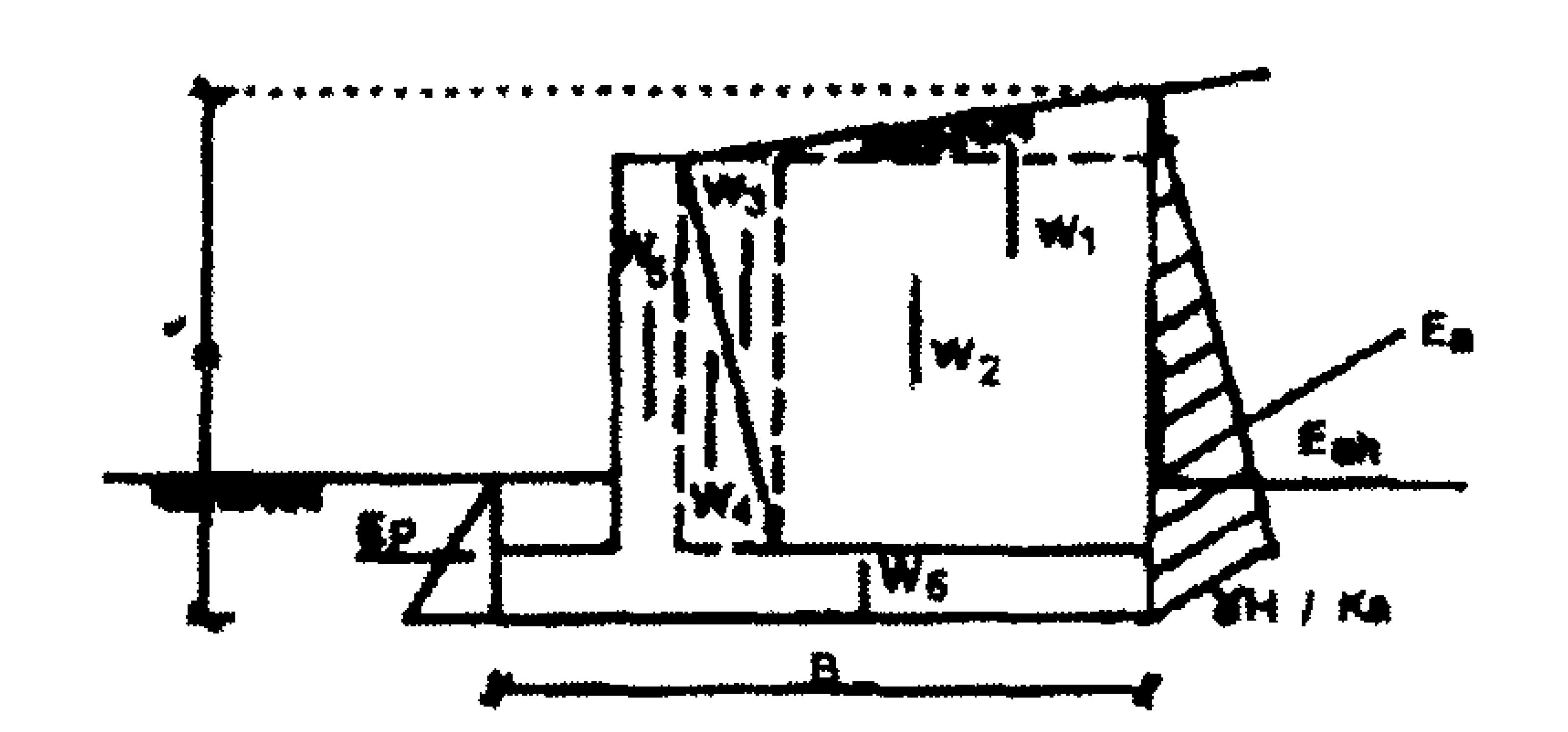
$$q_{b_{3-3}}=\frac{11.625\times10^3}{0.87\times(11\times\pi\times1.9)\times54}=4\text{ kg/cm}^2<10$$

$$A_{s_{secondary}} = 0.2\% A_c \geq 5\phi 13/m^\backslash = \frac{0.2}{100} \times 100 \times \frac{60+30}{2} = 6.7 \text{ cm}^2 \quad (5\phi 13)$$

عند الوجه الخارجي وللتحكم في الشروخ نستخدم $5\phi 13/m^\backslash$ لكل اتجاه.

مثـــال ٣-٢





الشكل ٣-٣٥: الحائط الساند أبعاد ونوع التربة الساندة لها وتوزيع الأحمال عليها

تربة طين رملية:

$$C = 0.19 \text{ kg/cm}^2, \quad \phi = 15°, \quad \gamma = 1.85 \text{ kg/m}^3$$

المطلوب حساب الاتزان ضد الآتي:

١. إجهاد التلامس.

٢. التزحلق.

٣. الانقلاب.

٤. انهيار القص القريب من السطح (نأخذ نقطة $O^\backslash$ على أنها المركز).

الحـــل

♦ الأحمال المؤثرة على الحائط الساند:

$$K_a = \cos i \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = 0.341$$

حيث $i = 10°$.

$\phi = 30°$.

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = 3.0$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^{\backslash 2} K_a = \frac{1}{2} \times 1.8 \times \overline{7.511}^2 \times 0.349 = 17.75 \text{ t}$$

$$E_{ah} = E_a \cos i = 17.48 \text{ t}$$

$$E_{av} = E_a \sin i = 3.082\ \text{t}$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p = \frac{1}{2} \times 1.8 \times \overline{1.5}^2 \times 3 = 6.075\ \text{t}$$

الجدول ٣-٢: جدول لحساب العزوم حول نقطة O

الرمز	الوزن (t)	ذراع العزم (m)	العزم M_o (m.t)
w_1	$1.8 \times 0.5 \times 2.9 \times 0.50 = 1.33371$	3.034	4.045
w_2	$1.8 \times 2.6 \times 6.4 = 29.952$	2.7	80.8704
w_3	$1.8 \times 0.5 \times 0.3 \times 6.4 = 1.728$	1.3	2.2464
w_4	$2.5 \times 0.5 \times 0.3 \times 6.4 = 2.4$	1.2	2.88
w_5	$2.5 \times 0.3 \times 6.4 = 4.8$	0.95	4.56
w_6	$2.5 \times 4.0 \times 0.6 = 6$	2	12
	46.21371		106.602

١. **إجهاد التلامس**

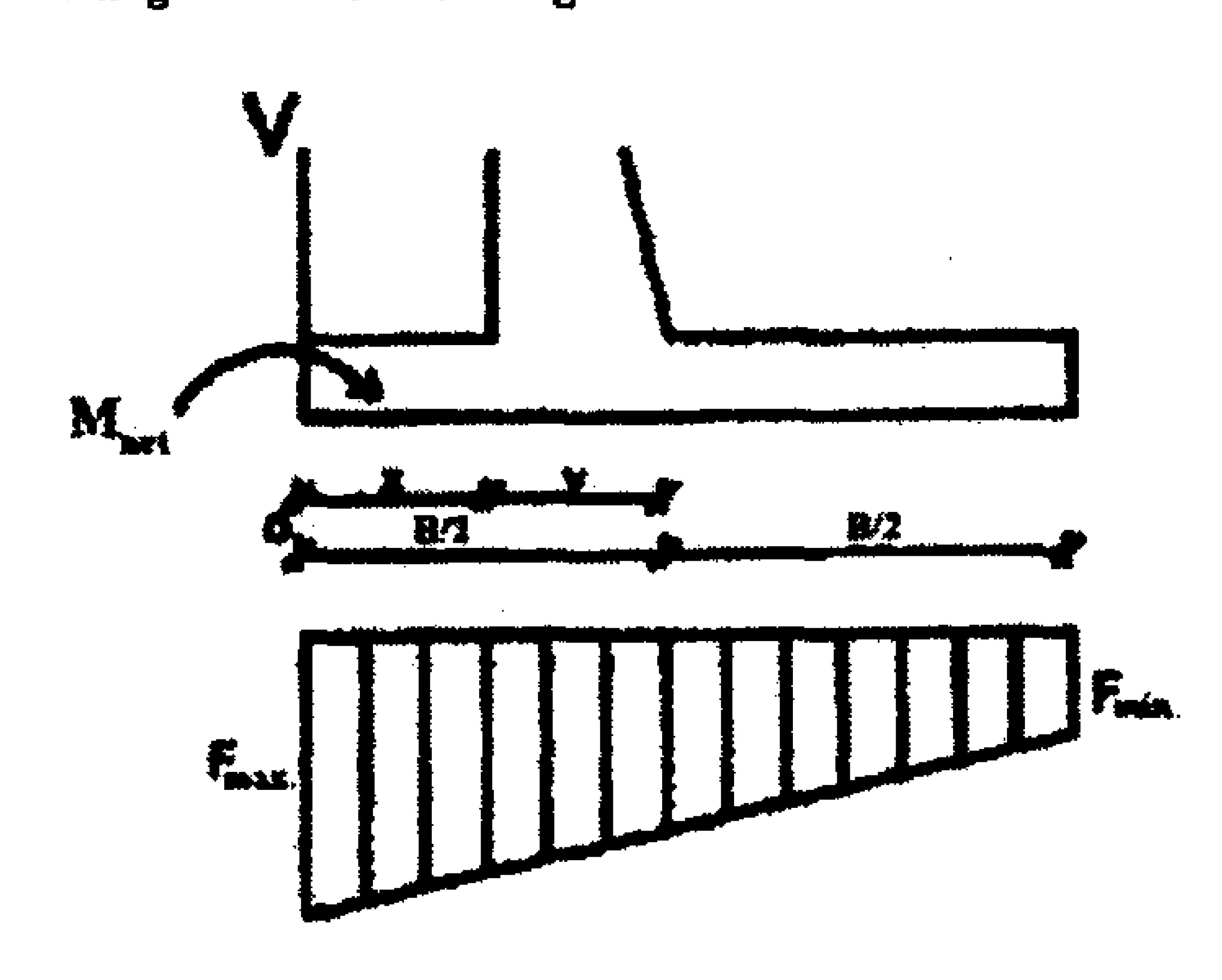
$$V = \sum w + E_{av} = 46.21371 + 3.082 = 49.295\ \text{t}$$

حيث $V =$ مجموع الأحمال الرأسية.

$$M_{o_{\text{resisting}}} = \sum we + \frac{E_{av} \times 4.0}{E_p \times 5.0} = \frac{106.602 + 3.082 \times 0.4}{106.602 + 6.075 \times 0.5} = 121.96\ \text{m.t}$$

$$M_{o_{\text{overturning}}} = E_{ah}\frac{H^{\backslash}}{3} = 17.48 \times \frac{7.511}{3} = 43.76\ \text{m.t}$$

$$M_{o_{\text{net}}} = M_{o_{\text{resisting}}} - M_{o_{\text{overturning}}} = 121.96 - 43.76 = 78.203\ \text{m.t}$$



الشكل ٣-٣٦: توزيع إجهاد التربة الرأسي على القدم الأفقية للحائط

$$X^{\backslash}=\frac{M_{o_{net}}}{V}=\frac{78.203}{49.295}=1.586$$

$$e=\frac{B}{2}-X^{\backslash}=2-1.586=0.413\ m \qquad 1<\frac{B}{2}$$ (في الثلث الأوسط)

$$f_{\substack{max.\\min.}}=-\frac{V}{B\times1}\left(1\mp\frac{6e}{B}\right)\not> q_{\text{all of soil}}=-\frac{49.295}{4\times1}\left(1\mp\frac{6\times0.413}{4}\right)=\begin{matrix}19.95\ t/m^2\\4.689\ t/m^2\end{matrix}$$

تحمل التربة المسموح به للتربة:

$$q_{all}=\frac{q_{un}}{F.O.S}$$

$$=\frac{1}{3.0}\left[CN_cS_cd_ci_c+\gamma_{above}D\left(N_q-1\right)S_qi_qd_q+0.5\gamma_{bottom}B^{\backslash}N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma\right]$$

معاملات الشكل: $S_c=S_q=S_\gamma=1.0$

معاملات العمق:

$$d_c=1+0.2\frac{D}{B}tan\alpha=1+0.2\times\frac{1.5}{4}tan52.5=1.097$$

$$d_\gamma=1+0.1\times\frac{D}{B}tan\alpha=1.048$$

معاملات الميل:

$$i_c=i_q=\left(1-\frac{\theta}{90}\right)^2=\left(1-\frac{13}{90}\right)^2=0.732$$

$$i_\gamma=\left(1-\frac{\theta}{\phi}\right)^2=\left(1-\frac{13}{15}\right)^2=0.0178$$

عند $\phi=15°$

فإن: $N_c=11, \quad N_q=4.1, \quad N_\gamma=1.3$

$$\therefore\ q_{all}=\frac{1}{3.0}[1.9\times11\times1.0\times1.097\times0.732$$
$$+1.8\times1.5(4.1-1)\times1.0\times1.048\times0.732$$
$$+0.5\times0.85\times3.174\times1.3\times1.0\times1.048\times0.0178]$$
$$=7.74\ t/m^2$$

$f_{max.}>q_{all}$ (غير آمن لتحمل التربة)

٢. **فحص التزحلق**

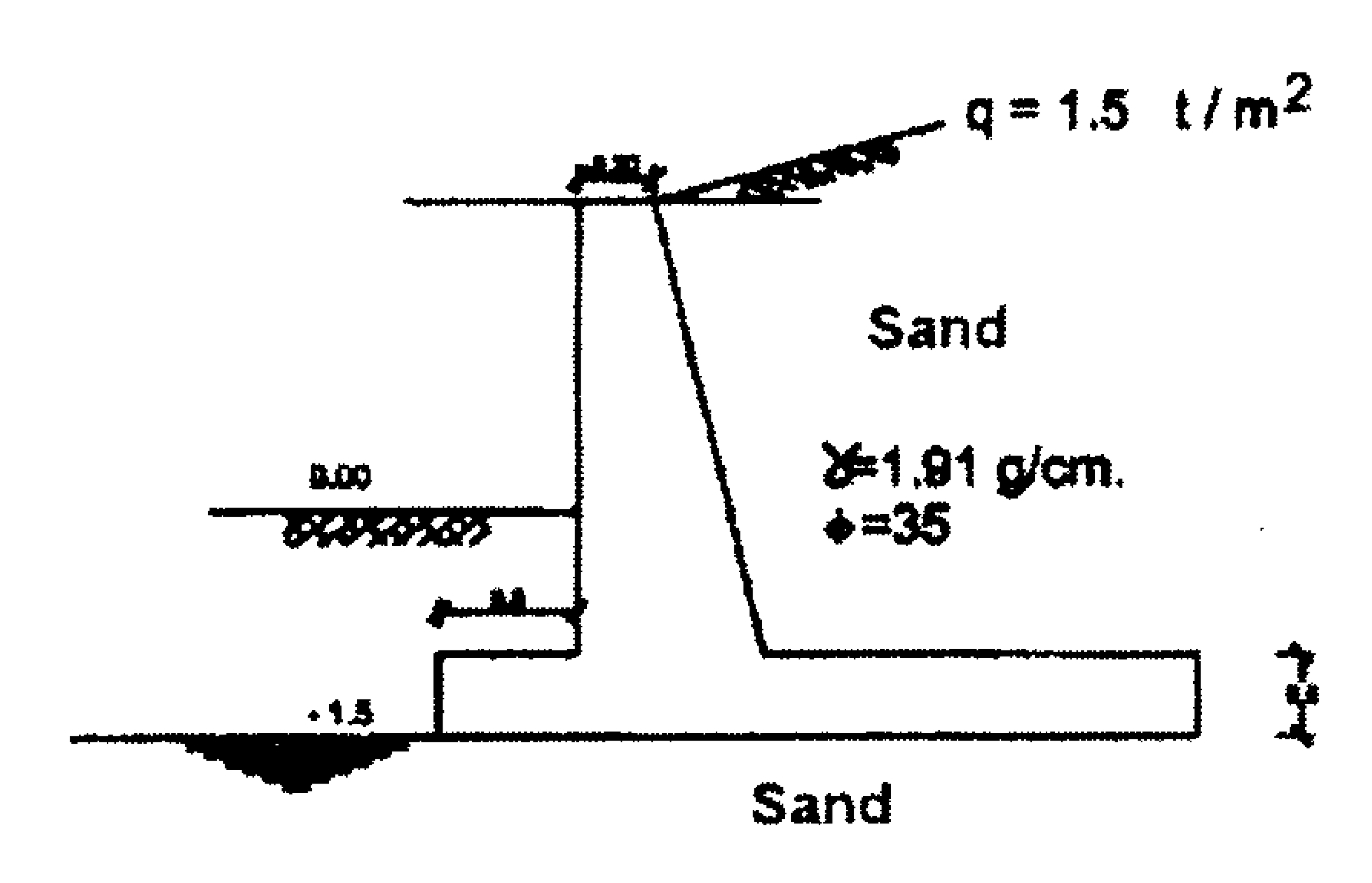
$$F.O.S=\frac{\text{Resisting Forces}}{\text{Sliding Forces}}=\frac{CB^{\backslash}+V\tan\delta+E_p}{E_{ah}}\not<2.0$$

$$=\frac{1.9\times3.174+49.245\tan15+6.075}{17.48}=1.448<2.0$$ (غير آمن)

٣. **فحص الانقلاب**

$$F.O.S=\frac{M_{\text{resisting}}}{M_{\text{overturning}}}=\frac{121.96}{43.76}=2.78\not<2.0$$ (آمان)

مثـــال ٣-٢



الشكل ٣-٣٧: الحائط الساند ونوع التربة وشكل سطح التربة

افحص اتزان وصمم القطاعات للحائط الساند الموضح بالشكل ٣-٣٧ حيث الأحمال كالتالي:

$$K_a=\cos i\frac{\cos i-\sqrt{\cos^2 i-\cos^2\phi}}{\cos i+\sqrt{\cos^2 i-\cos^2\phi}}=0.2817$$

حيث $i=10°$.

$\phi=35°$.

$$K_p=\tan^2(45+\phi/2)=3.69$$

الحـــل

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma H^{\backslash 2}K_a=\frac{1}{2}\times1.91\times\overline{7.511}^2\times0.2817=15.177\text{ t}$$

$$E_{ah}=E_a\cos i=14.94\text{ t}$$

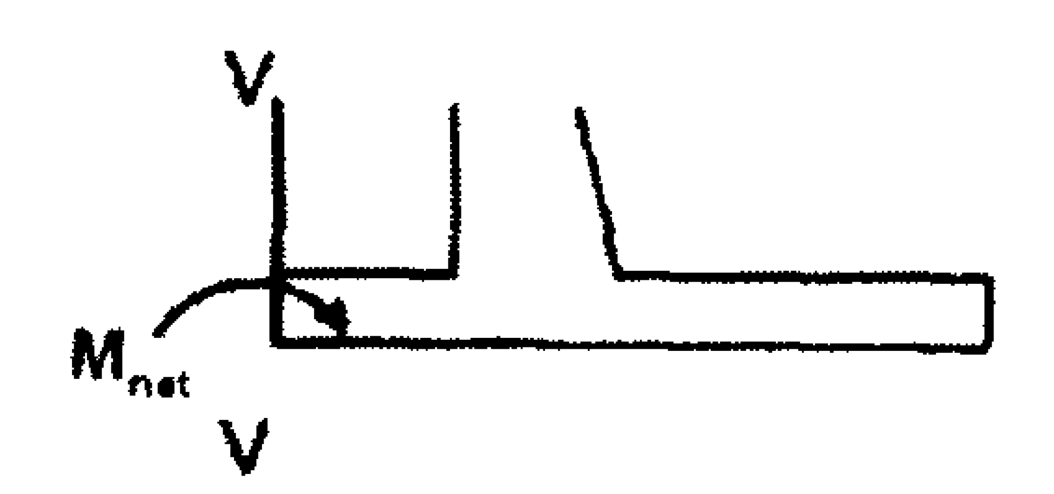
$$E_{av} = E_a \, sin i = 2.635 \text{ t}$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p = \frac{1}{2} \times 1.91 \times \overline{1.5}^2 \times 3.64 = 7.928 \text{ t}$$

الجدول ٣-٣: جدول لحساب العزوم حول نقطة O

العزم M_o (m.t)	ذراع العزم (m)	الوزن (t)	الرمز
4.243	3.034	$1.91 \times 0.5 \times 2.9 \times 0.511 = 1.415$	w_1
85.8124	2.7	$1.91 \times 2.6 \times 6.4 = 31.7824$	w_2
2.383	1.3	$1.91 \times 0.5 \times 0.3 \times 6.4 = 1.8336$	w_3
2.88	1.2	$2.5 \times 0.5 \times 0.3 \times 6.4 = 2.4$	w_4
4.56	0.95	$2.5 \times 0.3 \times 6.4 = 4.8$	w_5
12	2	$2.5 \times 4.0 \times 0.6 = 6$	w_6
111.828		48.231	

فحص الإجهاد



الشكل ٣-٣٨: القوى المؤثرة على القدم الخلفية للحائط

$$V = \sum w + E_{av} = 48.231 + 2.635 = 50.866 \text{ t}$$

حيث $V=$ مجموع الأحمال الرأسية.

$$M_{o_{resisting}} = \sum we + E_{av} \times 4.0 + E_p \times 0.5$$

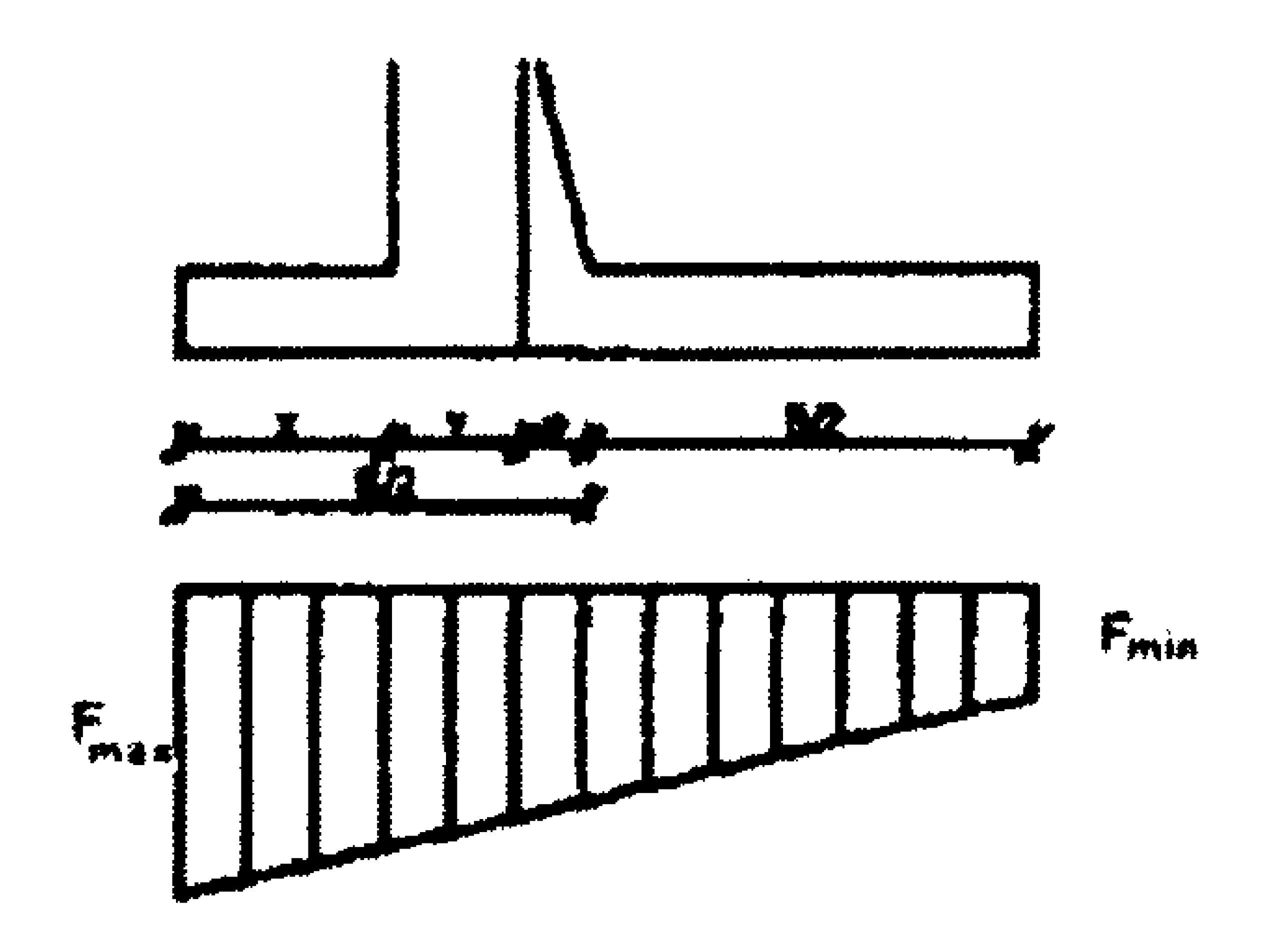
$$= 111.828 + 2.635 \times 0.4 + 7.928 \times 0.5 = 126.33 \text{ t}$$

$$M_{o_{overturning}} = E_{ah}\frac{H^\backslash}{3} = 14.94 \times \frac{7.511}{3} = 37.404 \text{ t}$$

$$M_{o_{net}} = M_{o_{resisting}} - M_{o_{overturning}} = 88.925 \text{ t}$$

$$X^\backslash = \frac{M_{o_{net}}}{V} = \frac{88.925}{50.866} = 1.748$$

$$e = \frac{B}{2} - X^\backslash = 2 - 1.748 = 0.251 \text{ m} \quad 1 < \frac{B}{6}$$



الشكل ٣-٣٩: توزيع الإجهاد أسفل الحائط

$$f_{\substack{\text{max.}\\ \text{min.}}} = -\frac{V}{B\times 1}\left(1 \mp \frac{6e}{B}\right) \ngtr q_{\text{all of soil}}$$

$$= -\frac{50.866}{4\times 1}\left(1 \mp \frac{6\times 0.251}{4}\right) = \begin{matrix} 17.504\ \text{t/m}^2 \\ 7.928\ \text{t/m}^2 \end{matrix}$$

قدرة تحمل التربة باستخدام معادلة مايرهوف:

$$q_{\text{all}} = \frac{q_{\text{un}}}{F.O.S}$$

$$= \frac{1}{3.0}\left[C N_c S_c d_c i_c + \gamma_{\text{above}} D\left(N_q - 1\right) S_q i_q d_q + 0.5\gamma_{\text{bottom}} B^{\backslash} N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma\right]$$

معاملات الشكل: $S_c = S_q = S_\gamma = 1.0$

معاملات العمق:

$$d_c = 1 + 0.2\times\frac{D}{B} tan\alpha = 1.144$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\times\frac{D}{B} tan\alpha = 1.072$$

معاملات الميل:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{7.84}{90}\right)^2 = 0.833$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{7.84}{35}\right) = 0.602$$

عند $\phi = 35°$

فإن $N_c = 48, \quad N_q = 34, \quad N_\gamma = 40$

$$\therefore \quad q_{all} = \frac{1}{3.0}\left[0 + 1.91 \times 1.5(34-1) \times 1.0 \times 1.072 \times 0.833 + 0.5 \times 1.91 \times 3.498 \times 40 \times 1.0 \times 1.072 \times 0.602\right]$$

$$= 56.8 \ t/m^2$$

إذًا قدرة تحمل التربة آمان، وكافية للحائط حيث $f_{max.} < q_{all.}$.

فحص التزحلق

$$F.O.S = \frac{\text{Resisting Forces}}{\text{Sliding Forces}} = \frac{V\tan\delta + E_p}{E_{ah}} \nless 2.0$$

$$= \frac{50.866\tan 35 + 7.928}{14.94} = 2.9 \nless 2.0$$

(آمان)

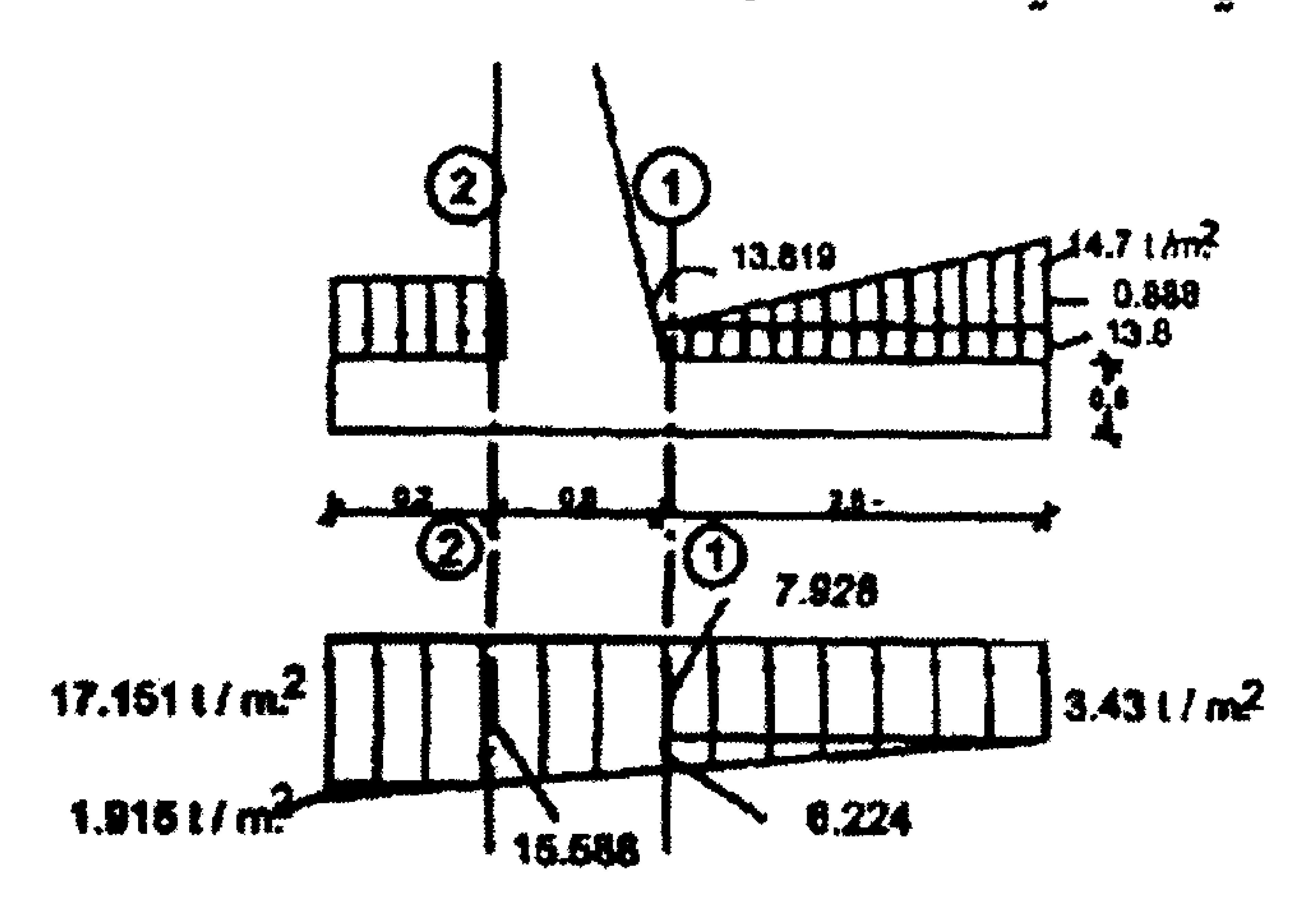
فحص الانقلاب

$$F.O.S = \frac{M_{\text{resisting}}}{M_{\text{overturning}}} = \frac{126.33}{37.404} = 3.37 \nless 2.0$$

(آمان)

تصميم القطاعات الحرجة

تصميم الجزء الأفقي الأمامي heel (قطاع 1-1)



الشكل ٣-٤٠: الإجهادات والقطاعات الحرجة عند الجزء الأفقي من الحائط

$$Q_{sh_{1-1}} = 13.819 \times 2.6 + 0.5 \times 2.6 \times 0.8808 - 7.928 \times 2.6 - 0.5 \times 2.6 \times 6.224$$

$$= 8.37 \ t$$

$$M_{1-1}=13.819\times\frac{\overline{2.6}^2}{2}+0.5\times0.8808\times\frac{\overline{2.6}^2}{6}\times2$$

$$-7.928\times\frac{\overline{2.6}^2}{2}-0.5\times\frac{\overline{2.6}^2}{6}\times6.224$$

$$=17.397\ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$d=K_1\sqrt{\frac{M_{1-1}}{B}}$$

$$d=t-\text{cover}-\frac{\phi}{2}=60-5-\frac{1.9}{2}=54\ \text{cm}$$

$$54=K_1\sqrt{\frac{17.397\times10^5}{100}}$$

$$\therefore\ K_1=0.4094,\qquad K_2=1250,\qquad f_c=43\ \text{kg/cm}^2$$

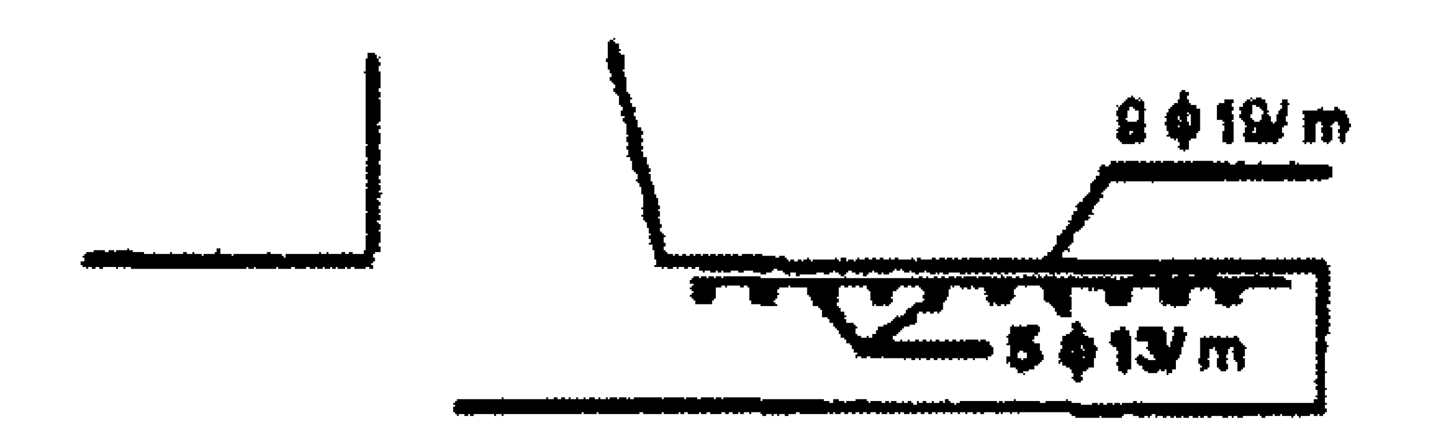
$$A_{s_{1-1}}=\frac{M_{1-1}}{K_2 d}=\frac{17.347\times10^5}{1250\times54}=25.77\ \text{cm}^2=9\phi19/\text{m}$$

$$A_{s_{1-1}}(\text{secondary})=20\%A_{s_{\text{main}}}=0.2\times25.77=5.154\ \text{cm}^2\not<5\phi13/\text{m}^{\backslash}$$

تصميم القدم (قطاع 2-2)

$$Q_{sh_{2-2}}=15.588\times0.8+0.5\times0.8\times1.915-1.5\times0.8=12.03\ \text{t}$$

$$M_{2-2}=15.588\times\frac{\overline{0.8}^2}{2}+0.5\times\frac{\overline{0.8}^2}{6}\times2\times1.915-1.5\times\frac{\overline{0.8}^2}{2}=5.121\ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

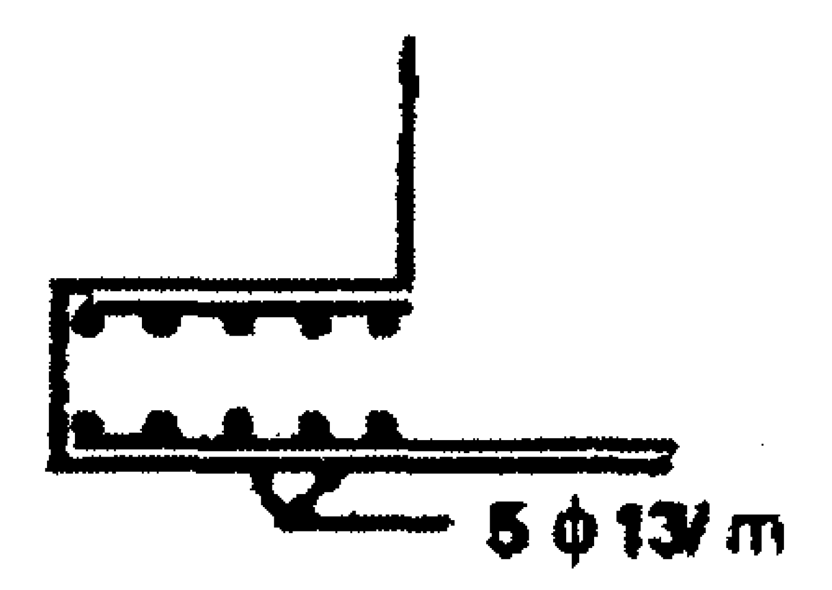


الشكل ٣-٤١: توزيع الحديد في الوجه العلوي

$$d=K_1\sqrt{\frac{M_{2-2}}{B}}$$

$$d=t-\text{cover}-\frac{\phi}{2}=60-5-\frac{1.9}{2}=54\ \text{cm}$$

$$54=K_1\sqrt{\frac{5.121\times10^5}{100}}$$



الشكل ٣-٤٢: توزيع الحديد في القدم الخلفية

$$\therefore \quad K_1 = 0.75, \qquad K_2 = 1308$$

$$A_{s_{2-2}} = \frac{M_{2-2}}{K_2 d} = \frac{5.121\times10^5}{1308\times54} = 7.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{main}} = 0.2\% A_c = 0.002\times54\times100 = 10.8 \text{ cm}^2 = 8\phi13/\text{m}'$$

- فحص القص:

$$q_{sh_{2-2}} = \frac{Q_{sh_{2-2}}}{0.87bd} = \frac{12.03\times10^3}{0.87\times1.0\times54} = 2.5 \text{ kg/cm}^2 < 5$$ (آمان)

- فحص التماسك:

$$q_{b_{2-2}} = \frac{Q_{b_{2-2}}}{0.87\sum_o d} = \frac{12.03\times10^3}{0.87(1.0\times\pi\times1.3)\times54} = 6.27 \text{ kg/cm}^2 < 10$$ (آمان)

مثـــال ٣ـ٤

مطلوب تصميم حائط ساند من الخرسانة العادية كما هو موضح بالشكل ٣-٤٣.

الحـــل

نختار أبعـاد الحـائط السـاند، ثـم نفحـص هـذه الأبعـاد مـع الاتـزان ومـع الإجهـادات داخـل الخرسانة العادية.

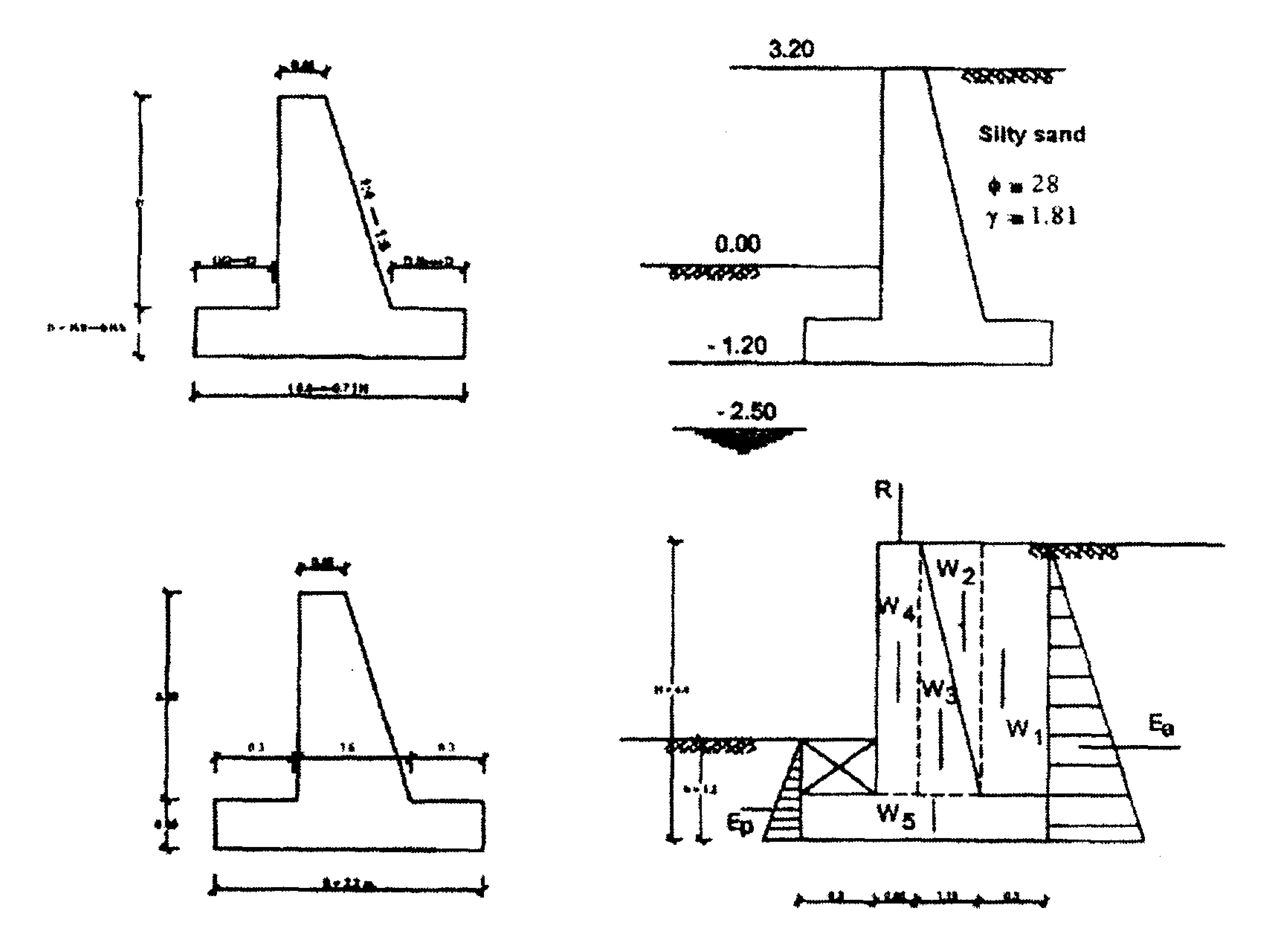
- القوى المؤثرة على الحائط الساند:

$$K_a = tan^2(45-\phi/2) = 0.36$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 2.76$$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H'^2 K_a = \frac{1}{2}\times1.81\times\overline{4.4}^2\times0.36 = 6.307 \text{ t}$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p = \frac{1}{2}\times1.81\times\overline{1.2}^2\times2.76 = 3.596 \text{ t}$$



الشكل ٣-٤٣: الأبعاد والقوى المؤثرة على الحائط

الجدول ٣-٤: جدول لحساب العزوم حول نقطة O

الرمز	الوزن (t)	ذراع العزم (m)	العزم M_o (m.t)
w_1	$1.81\times0.3\times3.8=2.0634$	2.05	4.23
w_2	$1.81\times0.5\times1.15\times3.8=3.954$	1.516	6.00
w_3	$2.20\times0.5\times1.15\times3.8=5.4625$	1.067	5.828
w_4	$2.20\times0.45\times3.8=4.275$	0.525	2.244
w_5	$2.20\times2.20\times0.6=3.3$	1.1	3.63
	19.055		21.928

$$V=\sum w=19.055\ \text{t}$$

حيث $V=$ مجموع الأحمال الرأسية.

$$M_{o_{resisting}}=\sum we+E_p\frac{h}{3}=21.928+3.596\times\frac{1.2}{3}=24.804\ \text{t}$$

$$M_{o_{\text{overturning}}} = E_a \frac{H}{3} = 6.307 \times \frac{4.4}{3} = 9.25\ \text{t}$$

$$M_{o_{\text{net}}} = M_{o_{\text{resisting}}} - M_{o_{\text{overturning}}} = 15.5548\ \text{t}$$

$$X^{\backslash} = \frac{M_{o_{\text{net}}}}{V} = \frac{15.5548}{19.055} = 0.816$$

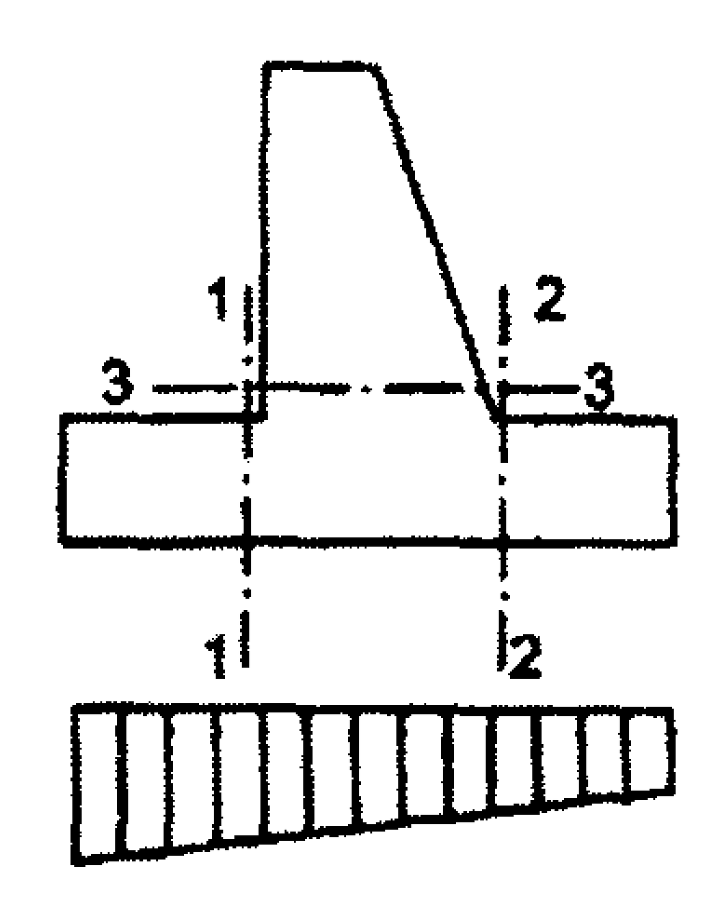
$$e = \frac{B}{2} - X^{\backslash} = 1.1 - 0.816 = 0.283\ \text{m} \quad 1 < \frac{B}{6}$$

الشكل ٣-٤٤: توزيع الإجهادات لرد فعل التربة أسفل الحائط

$$f_{\substack{\text{max.}\\ \text{min.}}} = -\frac{V}{B \times 1}\left(1 \mp \frac{6e}{B}\right) = -\frac{19.055}{2.2}\left(1 \mp \frac{6 \times 0.283}{2.2}\right) = \begin{matrix} 15.34\ \text{t/m}^2 \\ 1.97\ \text{t/m}^2 \end{matrix}$$

القطاعات الحرجة للخرسانة العادية

القطاع 1-1



الشكل ٣-٤٥: القطاعات الحرجة في الحائط الساند وشكل الإجهاد أسفل قاعدة الحائط

$$f = \frac{My}{I} = \frac{M_{1-1} \times 30}{\frac{100}{12} \times 60^2} = \qquad \text{kg/cm}^2$$

يجب أن تكون أقل من إجهاد الشد الآمن في الخرسانة، وهو حوالي $4-6\ \text{kg/cm}^2$.

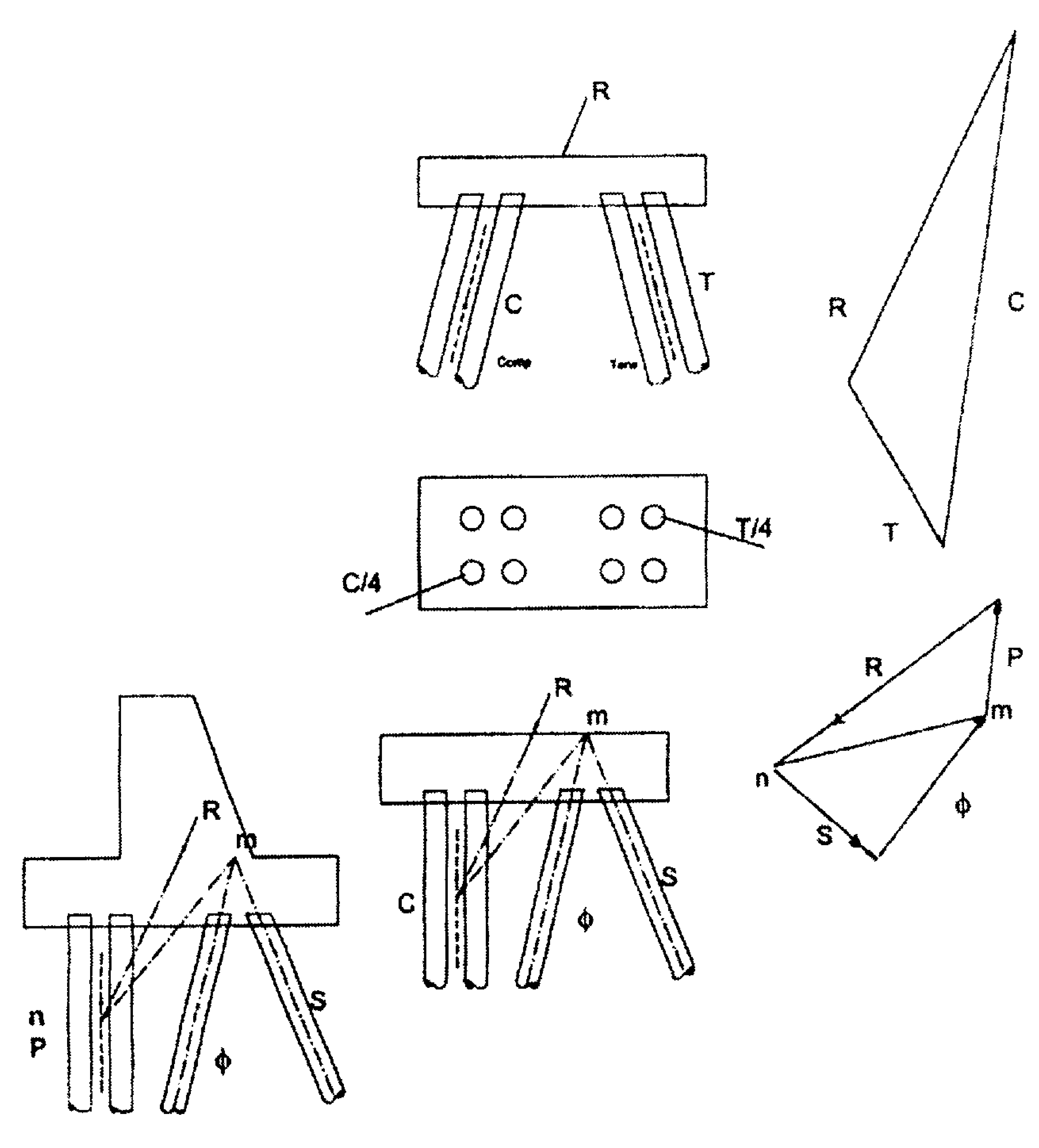
ثم أكمل الحل أيها القارئ بنفسك كنوع من التدريب.

٤-٣ القوى في الخوازيق المائلة Forces in Battered Piles

عندما نحتاج إلى مقاومة قوى عرضية (أفقية) كبيرة بواسطة مجموعة خوازيق فإن الخوازيق يجب أن تكون مائلة. إن أغلب طرق التحليل لمجموعة الخوازيق تستخدم الافتراض بأن كل الخوازيق تكون محملة محوريًا (أي أن الخوازيق الرأسية تحمل حملاً رأسيًا فقط، والخوازيق المائلة على الأفقي هي التي تتحمل كل الحمل العرضي محوريًا). وهناك آلات مخصوصة تحتاجها لتنفيذ ودق الخوازيق المائلة.

٣-٤-١ الطريقة البيانية Graphical Method

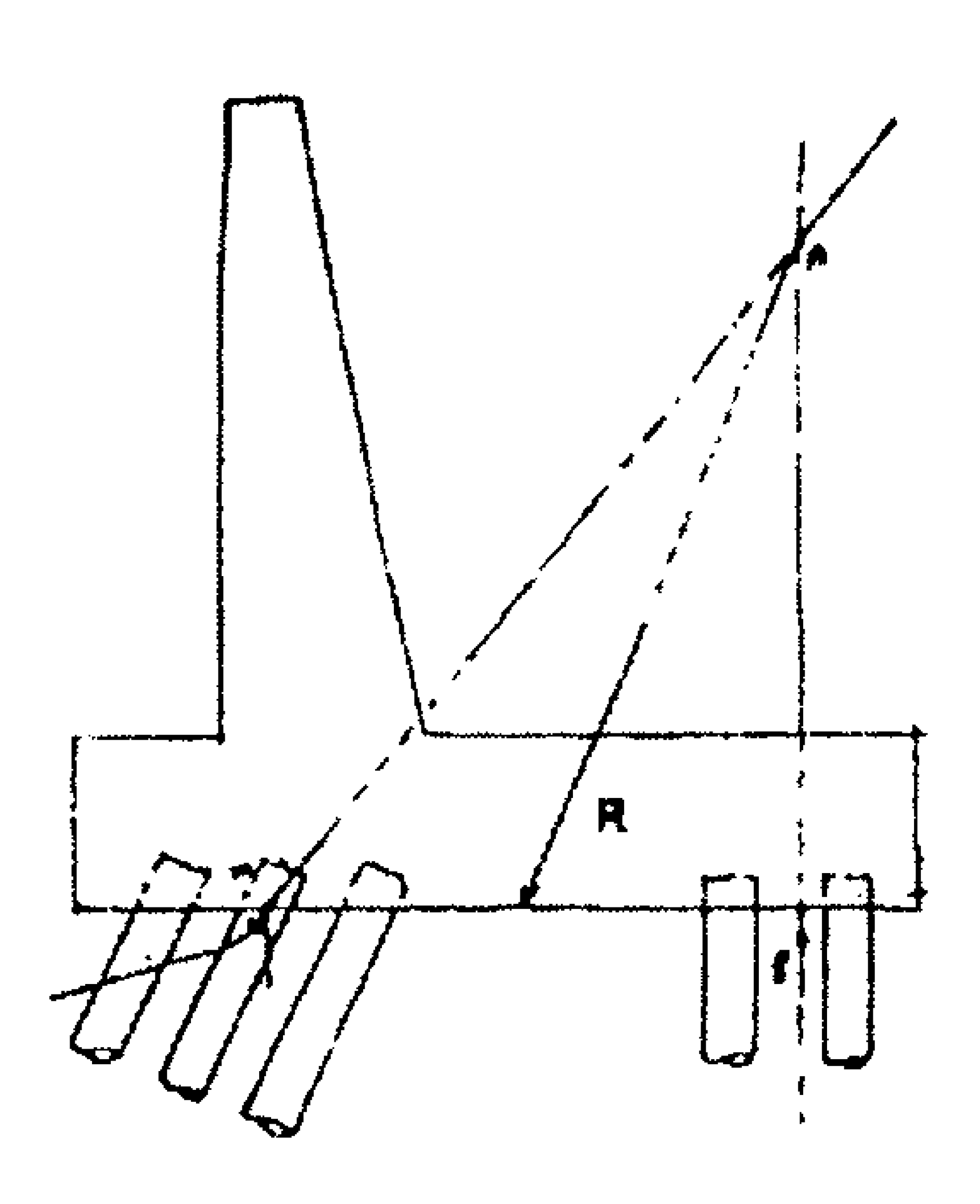
نمد خط عمل القوة R حتى يلاقي خط محصلة الخوازيق الرأسية عند النقطة n ثم نقوم بوصل n إلى نقطة التقاطع مع خط محصلة الخوازيق المائلة m ثم نرسم مثلث القوى.



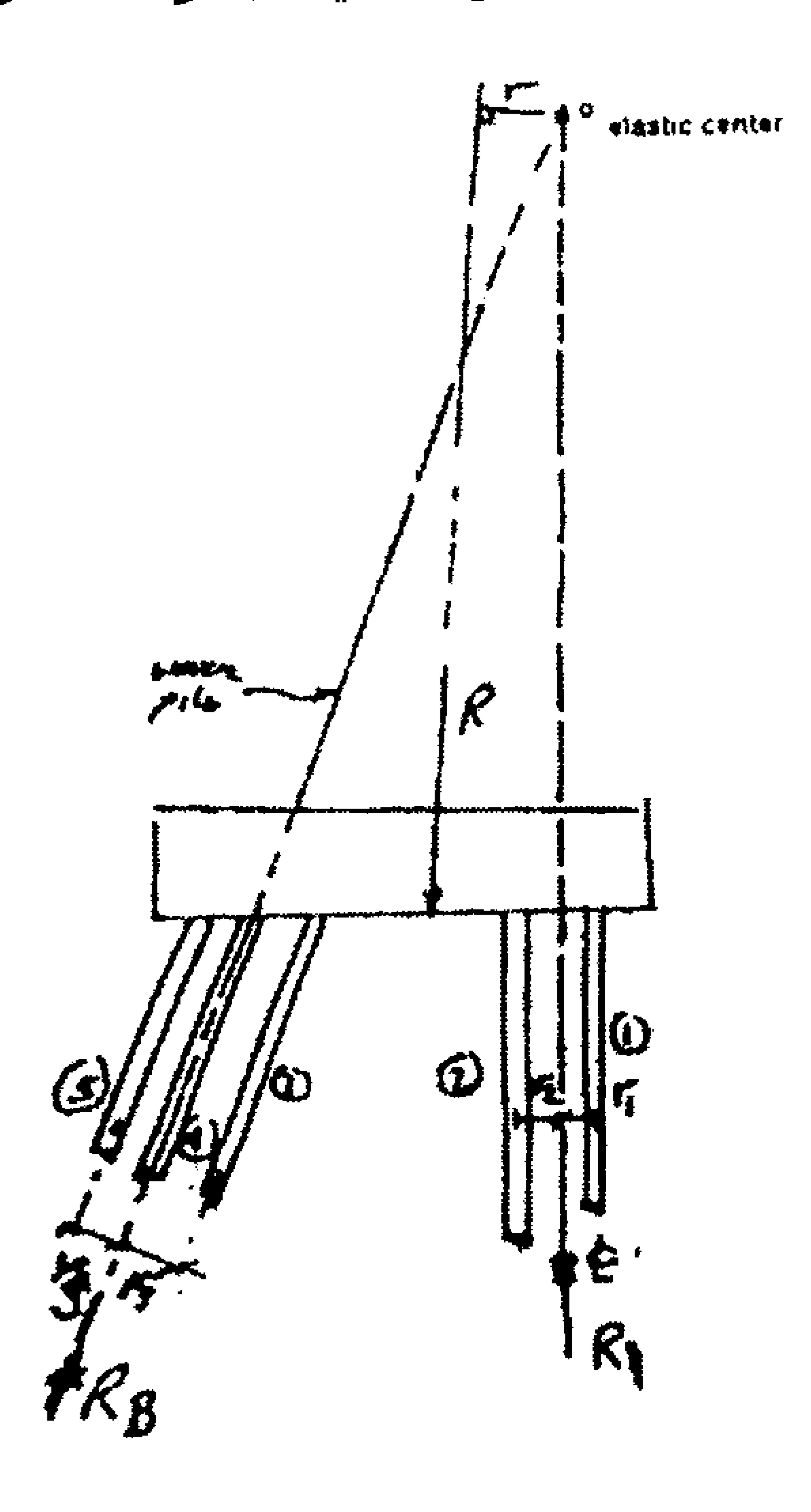
الشكل ٣-٤٦: الخوازيق المائلة والطريقة البيانية لحساب القوى فيها

٣-٤-٢ الطريقة التحليلية Analytical Method

حدد خط محصلة الخوازيق الرأسية وخط محصلة الخوازيق المائلة ثم مد كل منهما حتى يتلاقوا عند نقطة تسمى "مركز المرونة" elastic center، ثم نحلل المحصلة إلى مركبتين؛ R_V في اتجاه الخوازيق الرأسية، والمركبة R_B في اتجاه الخوازيق المائلة ثم قم بتوزيع R_V بالتساوي على الخوازيق الرأسية وكذلك وزع R_B بالتساوي على الخوازيق المائلة.



الشكل ٣-٤٧: محصلة القوى في مجموعة الخوازيق المائلة



الشكل ٣-٤٨: حساب الإزاحة لمحصلة القوى في الخوازيق المائلة

إن الطريقة التي تم شرحها عاليه تكون في حالة أن امتداد R يتلاقى مع مركز المرونة، ولكن إذا لم يحدث ذلك فإنه يجب علينا حساب العزوم لقوة المحصلة حول النقطة 0: $M = R \cdot r$. هذا العزم يضاف على قوة أخرى على كل خازوق لها مقدار وقيمة تعتمد على المسافة العمودية بين هذا الخازوق ومركز المرونة (r_1 ، r_2 ، ... ، r_i).

$$P_i M = \frac{M r_i}{\sum r_i^2}$$

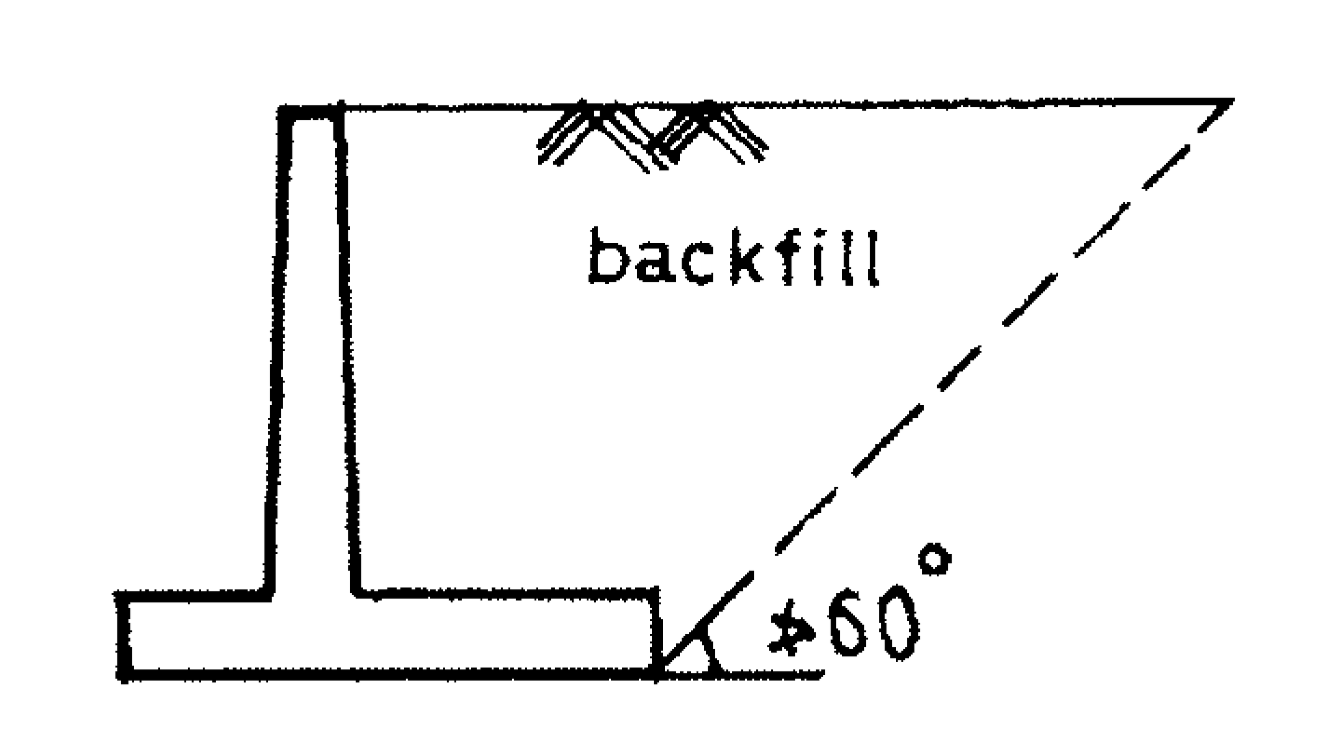
لذلك فإن:

$$P_1 = P_v + P_1 M$$
$$P_2 = P_v + P_2 M$$
$$P_3 = P_v + P_3 M$$
$$P_4 = P_v + P_4 M$$
$$P_5 = P_v + P_5 M$$

٣-٥ خواص مادة الردم المناسب خلف الحوائط الساندة

Backfill Material Properties

إن مواد الردم المثالية خلف الحوائط تكون من نوع التربة النقية غير المتماسكة (الرمل النظيف، الزلط أو زلط مخلوط برمل) والذي يحتوي على نسبة أقل من 5% من الرمل الناعم جدًا أو الطمي أو الطين. وهذا لكي نحقق صرفًا جيدًا لمياه الأمطار خلف الحائط الساند. وهذا الردم يتم وضعه في منطقة الشريحة الخابورية wedge المحددة خلف الحائط وأعلى نقطة من سطح الأرض وهذا السطح الموضح والمائل بزاوية θ أقل أو يساوي ٦٠°. وهذا الردم الخلفي يجب أن يكون له الخواص التالية:



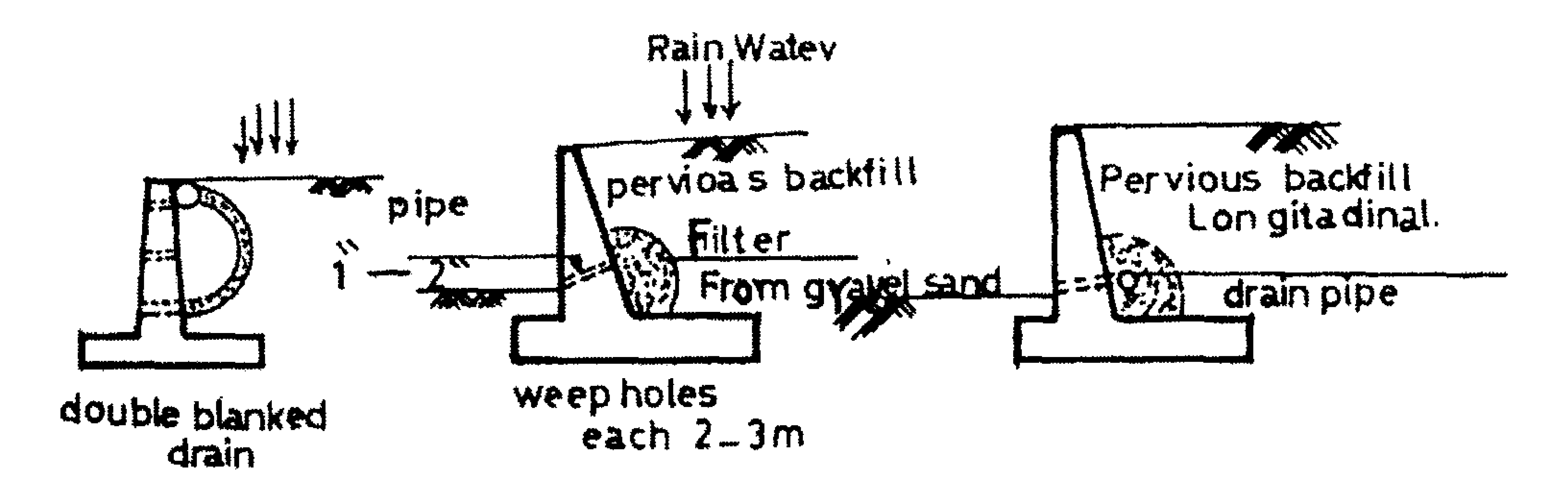
الشكل ٣-٤٩: منطقة الردم المناسب خلف الحوائط الساندة

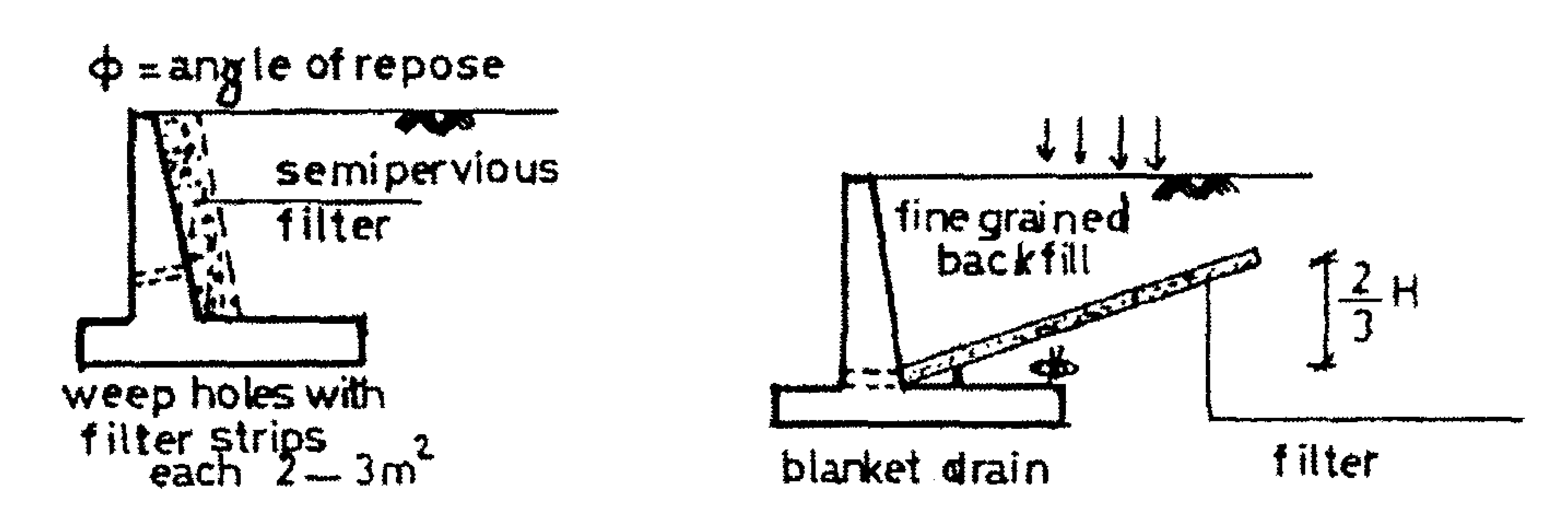
١. يجب وضع تربة الردم على طبقات ذات سمك لا يزيد عن 30 cm لكل طبقة، وكل طبقة يجب دمكها يدويًا باستخدام المطارق مع عدم استخدام أي آلات دمك أخرى.

٢. من الأفضل استخدام تربة غير مسامية عند نهاية طبقات الردم الخلف الحوائط (عند الطبقة العليا أعلى الردم) لمنع مياه المطر من التسرب خلف الحائط.

٣. تلاحظ أن تسرب مياه المطر خلال الردم الخلفي وتصنع ضغط هيدروستاتيكي علـى الحـائط لذلك فإن قطاعات الحائط يجب أن تزداد في التصميم لذلك فإنه يجب علينا أن نضع نظام صرف جيد لمياه الأمطار بواسطة واحد من الطرق التالية.

٣-٦ طرق أنظمة الصرف للردم الخلف الحوائط الساندة **Backfill Drainage**





الشكل ٣-٥٠: الأنواع الشائعة لطرق أنظمة الصرف للردم خلف الحوائط الساندة

٣-٧ انهيار القص الضحل **Shallow Shear Failure**

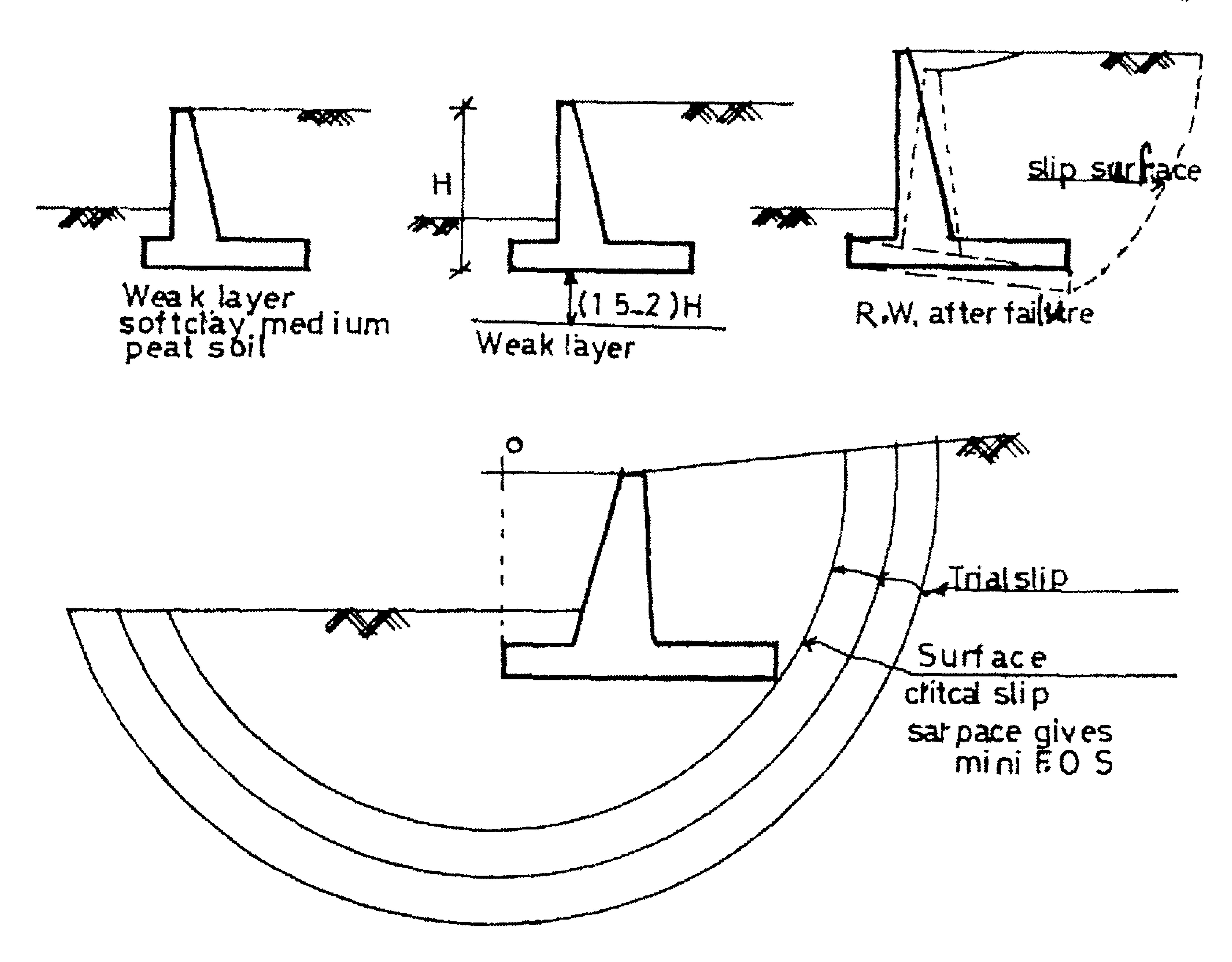
إذا كان الحائط الساند مرتكزًا على طبقة ضعيفة (تربة ناعمة جدًا من الطـين والطـين المتوسـط أو التربة العضوية المتنعمة)، أو إذا كانت الطبقة الضعيفة تقع علـى عمـق يـتراوح بـين 1.5 m إلى 2.0 m أسفل قاعدة الحائط فإن اتزان الحائط يجب أن يفحص checked لتـأمين الحـائط ضـد احتمال انزلاق سطح يمر خلال هذه التربة الضعيفة.

ارسم العديد من المحاولات لأسطح انزلاق لكل واحد منهم سوف نجد F.O.S حتى نحصل على سطح انزلاق يبقينا أقل معامل أمـان F.O.S. ويجـب ألا يقـل عـن 2.0. وجميـع الأبحـاث وجدت أن المركز الحرج والذي يبقينا أقل معامل أمان F.O.S والذي يقع عند النقطة O أو تقريبًا حولها ودائرة الانزلاق الحركة سوف تمر عند آخر نقطة من القدم الأفقية للحائط كما هو موضح.

معامل الأمان F.O.S عند انهيار القص الضحل:

$$F.O.S = \frac{\text{Resisting moment about "o"}}{\text{Driving moment about "o"}}$$

حيث $F.O.S \nless 2.0$.



الشكل ٣-٥١: أشكال انهيارات القص المحتملة خلف الحائط

إنه من الواضح أن الحل سوف يتم تنفيذه باستخدام طريقة الشرائح slices كما يلي:

بمقياس الرسم:

قسم سطح الشريحة إلى عدة شرائح كما هو موضح بالشكل ٣-٥٢ ثم احسب وزن كل شريحة كما هو موضح فيما يلي:

للشرائح ذات القاع الذي يقع عند الطبقة 1

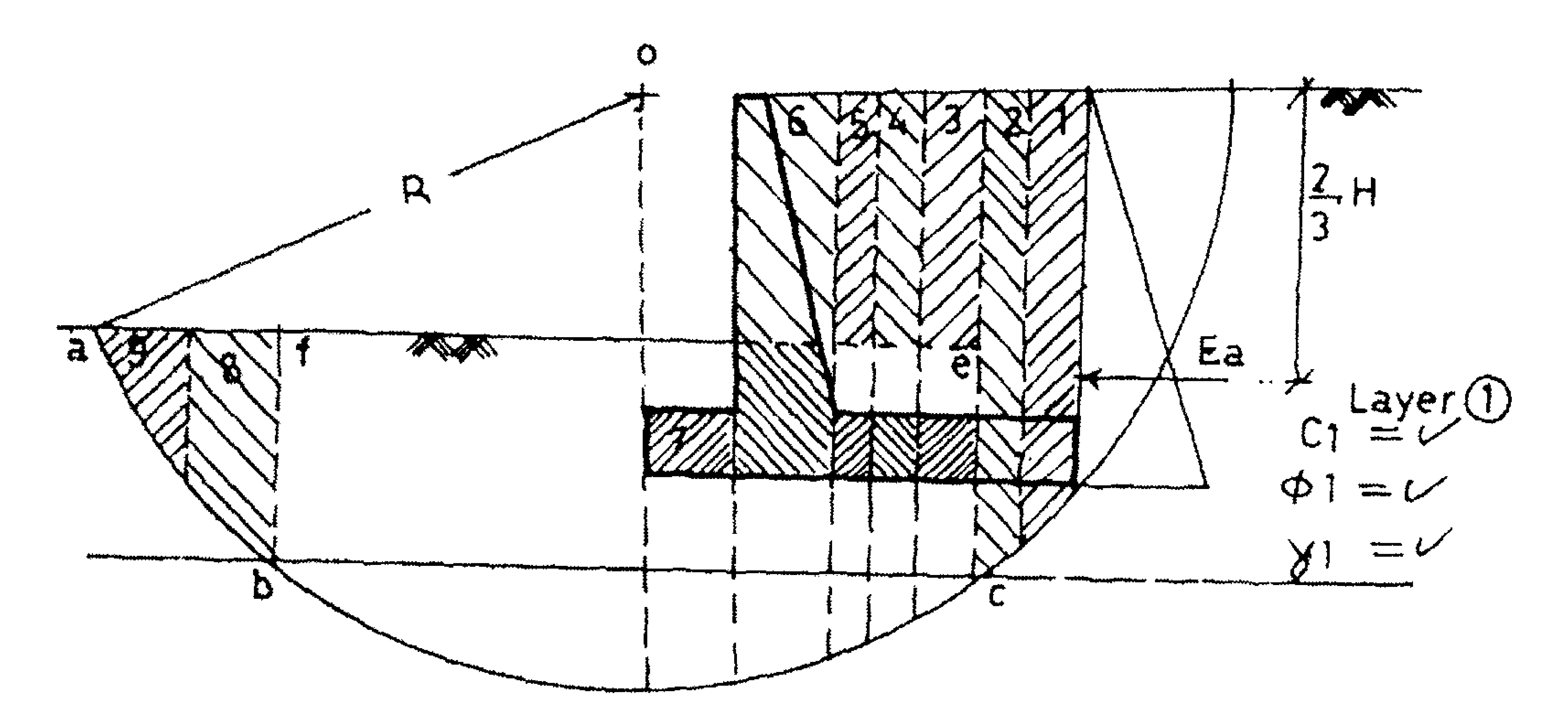
للشريحة 1، 2

$$W = \left(\gamma_{\text{soil}(1)} h_1 + \gamma_{\text{concrete}} h_2 + \gamma_{\text{soil}} h_3\right) \times \text{width}$$

حيث W تُحلل إلى مركبتين؛ مماسية N، وعمودية T_D.

$N = w\cos\alpha$ تُحدث مقاومة بقيمة $N\tan\phi_1$.

$T_D = w\sin\alpha$ تُحدث قوة سحب.



الشكل ٣-٥٢: طريقة الشرائح للتأمين ضد انهيار القص المحتمل

للشريحة 8، 9

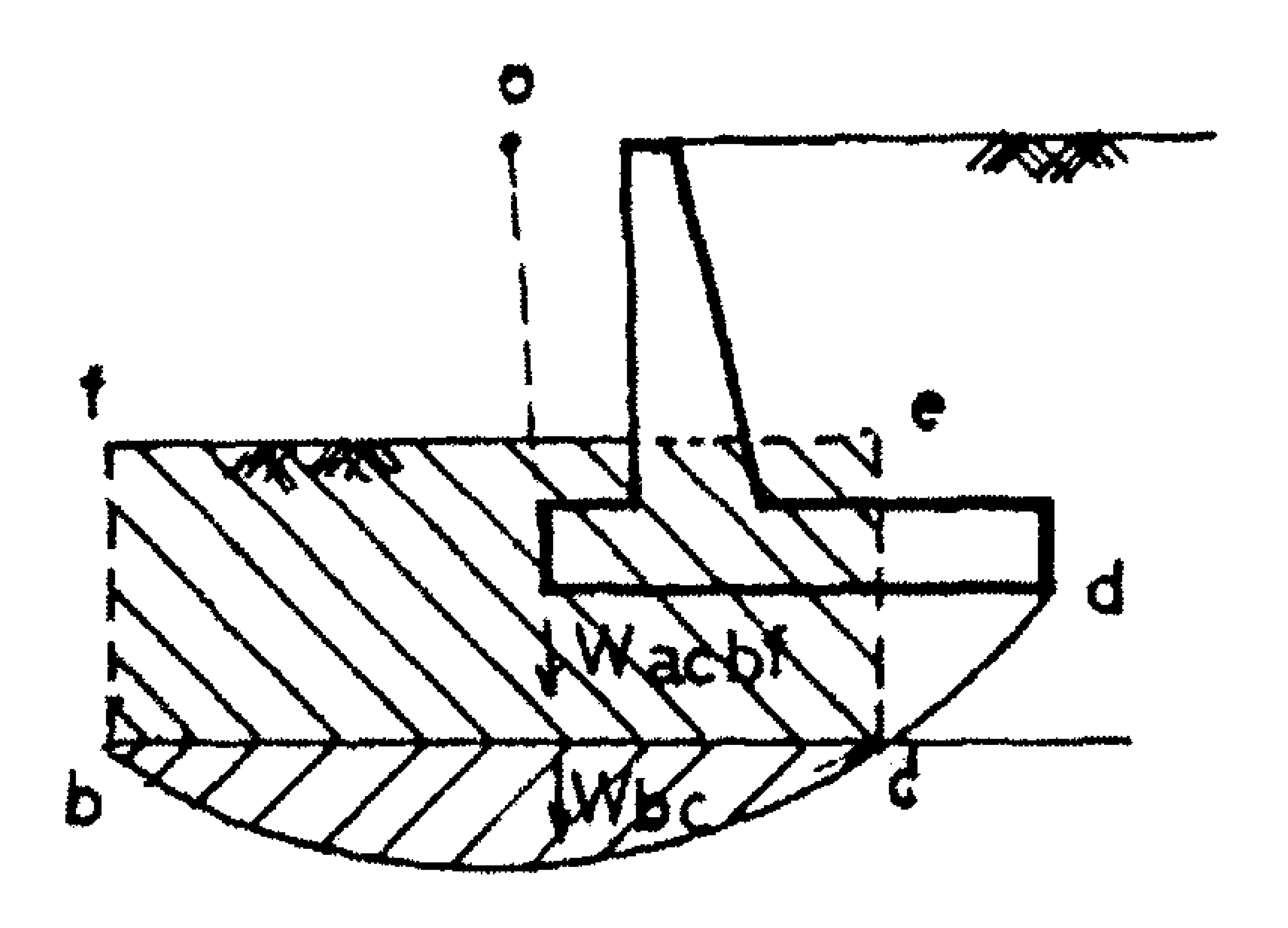
$$W = \gamma_{soil(1)} \cdot h \cdot \text{width of slice}$$

حيث W تُحلل إلى مركبتين.

$N = w\cos\alpha$ تُحدث مقاومة بقيمة $N\tan\phi_1$.

$T_R = w\sin\alpha$ تُحدث مقاومة.

للشرائح ذات القاع الذي يقع عند الطبقة 2



الشكل ٣-٥٣: الشرائح عند القاع

للشرائح 3، 4، 5، 6، 7

$$W_{bc} = \text{bc وزن الجزء}$$

$$W_{ecbf} = \text{ecbf وزن الجزء}$$

باعتبار أن الجزء ecbf كله تربة كاملاً.

وهذا الجزء يتأثر رأسيًا تحت المركز o لذلك فإن هذا الوزن لا يحلل ولكن هذا الجزء يتساوى على كامل طوله $N = W$. لذلك فإنه لا يكون ضروريًا لحساب هذا الوزن (المركبة المقاومة = $0 = N tan\phi_2$ لأن $\phi_2 = 0$).

للشرائح 3، 4، 5، 6

$$W = \left[\gamma_{soil(1)} h_1 + \left(\gamma_{concrete} - \gamma_{soil}\right) h_2\right] \times \text{width}$$

$$N = w cos\alpha$$ (تُحدث $N tan\phi_2 = 0$)

$$T_D = w sin\alpha$$ (تُحدث قوة سحب T_D)

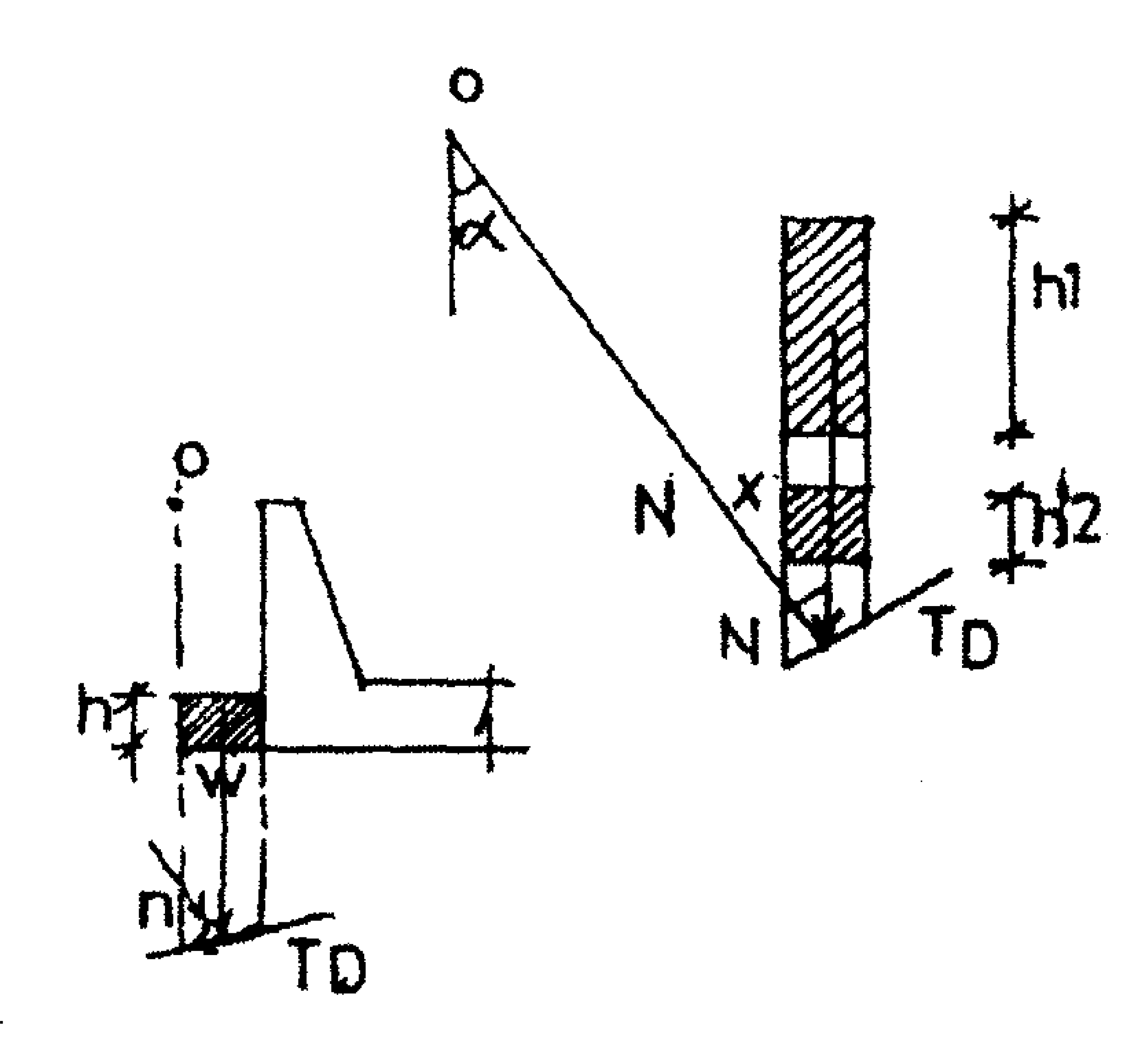
للشريحة 7

$$W = \left[\left(\gamma_{concrete} - \gamma_{soil(1)}\right) h\right] \times \text{width of slice}$$

$$N = w cos\alpha$$ (تُحدث $N tan\phi_2$)

$$T_D = w sin\alpha$$ (تُحدث قوة سحب)

من المستحسن عمل هذه الحسابات في جداول.



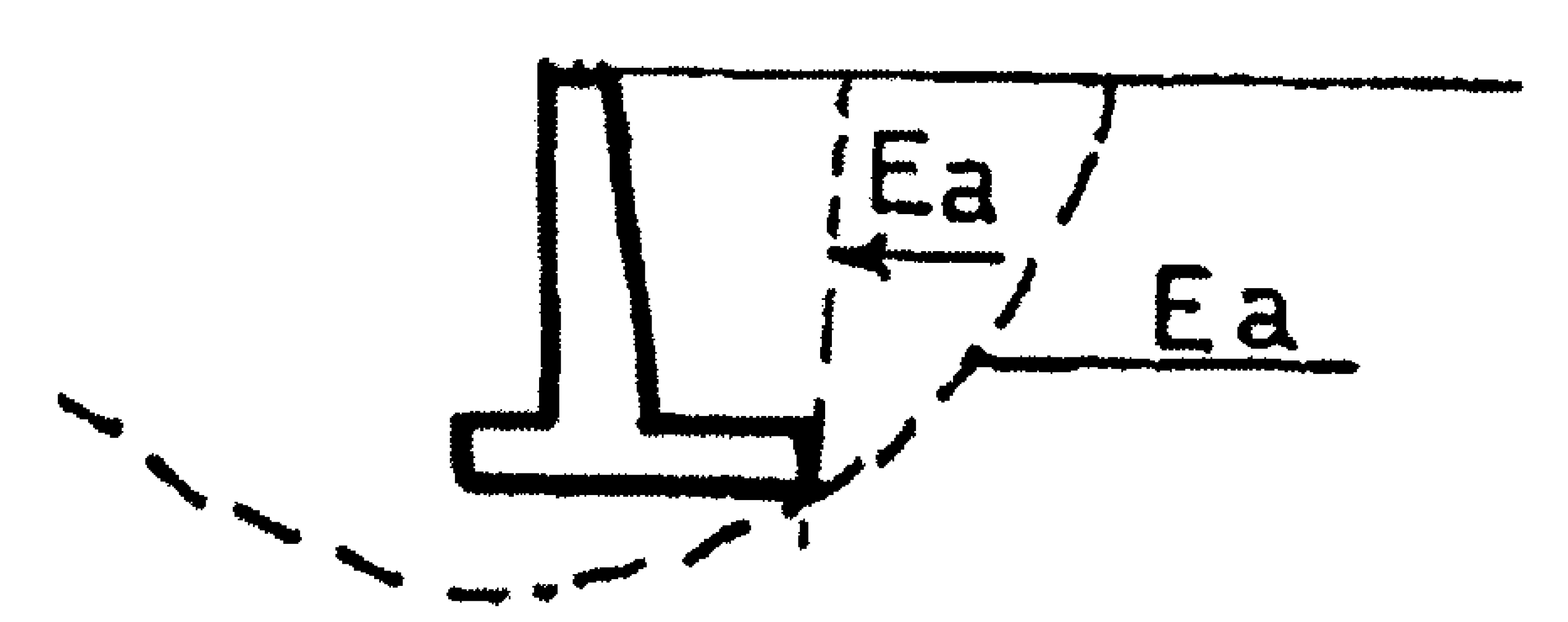
الشكل ٣-٥٤: تحليل القوى في الجزء الخلفي من القدم الأفقية للحائط الساند

الجدول ٣-٥: شكل الجدول المقترح لعمل الحسابات السابقة

رقم الشريحة	الزاوية α°	وزن الشريحة W	$N = w\tan\phi$	$N\tan\phi$	$T = w\sin\alpha$	
					T_D	T_R
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
				$\overline{N\tan\phi}$	$\overline{\sum T_D}$	$\overline{\sum T_R}$

ملاحظة

لم نحسب وزن هذا الجزء لأننا أخذنا تأثير هذا الجزء في قوة ضغط التربة العرضي E_a.



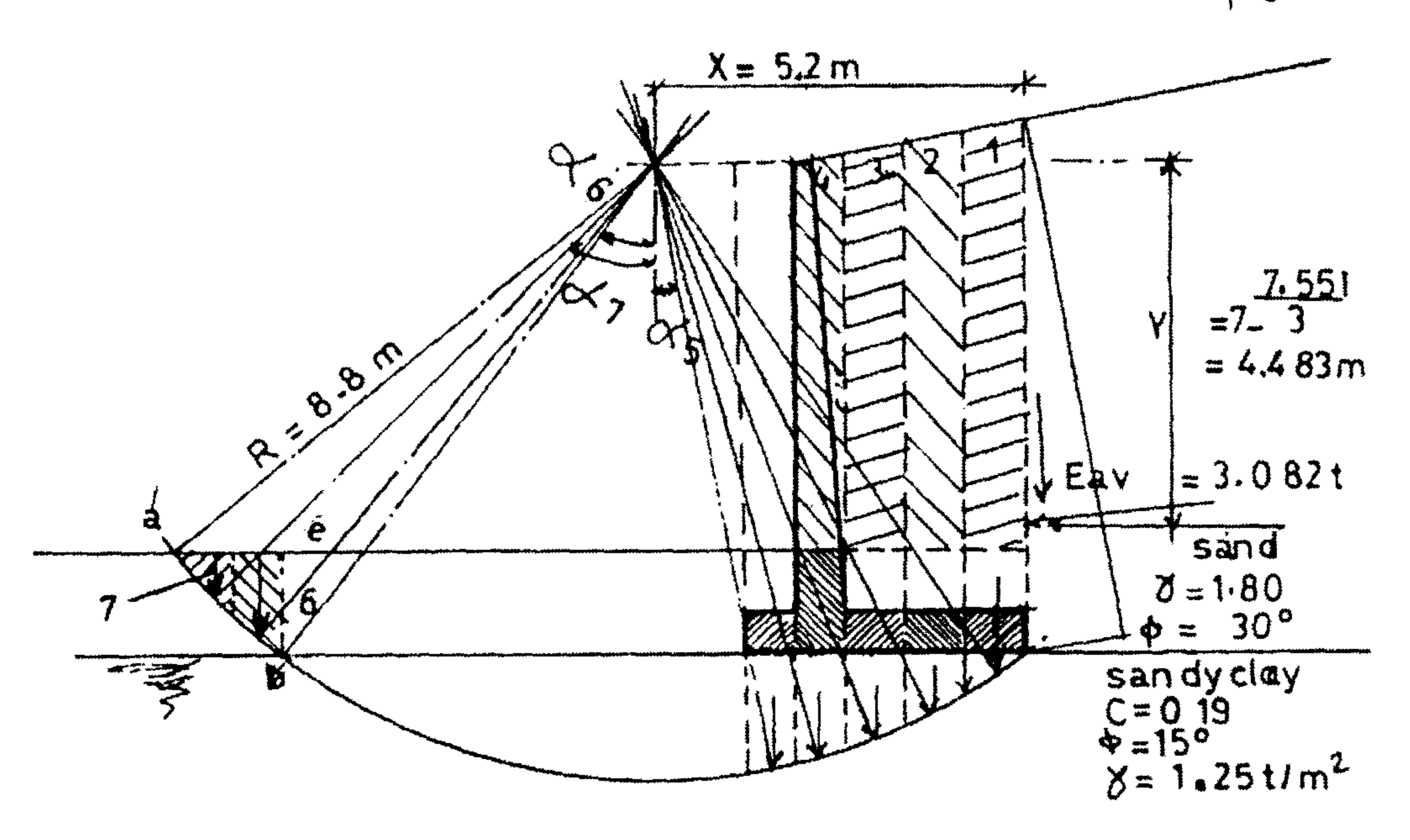
الشكل ٣-٥٥: توضيح قوة ضغط التربة المؤثرة

$$F.O.S = \frac{c_1\left(\hat{L}_{ab} + \hat{L}_{cd}\right) + c_2\hat{L}_{bc} + \sum N\tan\phi_1 + \sum T_R}{\sum T_D + \dfrac{E_a \frac{2}{3} H}{R}}$$

حيث $F.O.S \nless 2.0$ (معامل الآمان لا يقل عن 2).

مثـــال ٣-٥

مقياس رسم 100 : 1 (1 cm : 1 m).



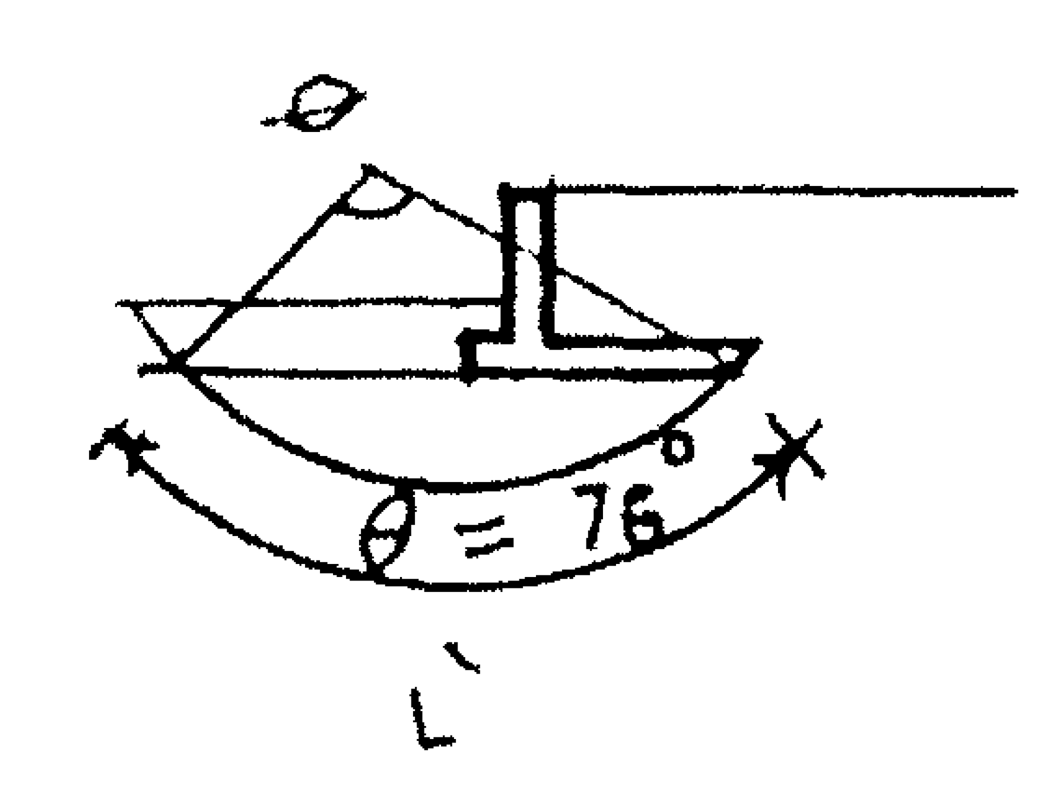
الشكل ٣-٥٦: طريقة الحساب بالشرائح والحل البياني

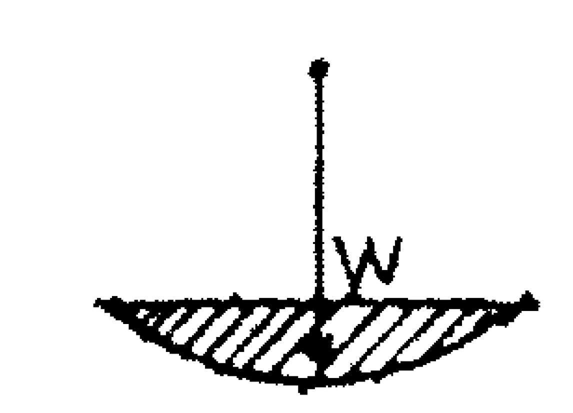
الجدول ٣-٦: جدول لحساب القوى الأساسية للشرائح المختلفة

$T = w\sin\alpha$		$N\tan\phi$	$N = w\tan\phi$	وزن الشريحة w	الزاوية α°	رقم الشريحة
T_R	T_D					
	5.880	2.251	8.404	$[1.8\times6.1+0.7\times0.6]\times0.9=10.26$	35	1
	4.510	2.372	8.853	$[1.8\times5.9+0.7\times0.6]\times0.9=9.936$	27	2
	3.440	2.4	8.973	$[1.8\times5.7+0.7\times0.6]\times0.9=9.612$	21	3
	1.941	1.814	6.77	$2.5\times5.5\times0.6-0.5\times0.3\times5.5\times0.7$ $-0.7\times0.6\times1.5=7.0425$	16	4
	0.064	0.0883	0.3298	$0.7\times0.6\times0.8=0.336$	11	5
0.992		0.658	1.412	$1.8\times0.7\times1.2=1.512$	41	6
0.316		0.17	0.2946	$1.8\times0.5\times0.8\times0.6=0.432$	47	7
1.308	15.835	9.75				

$$\hat{L} = \text{bc طول القوس} = R\theta_{\text{rad.}} = R\theta_{\text{deg.}}\frac{\pi}{180} = 11.67 \text{ in}$$

$$\text{ebcd وزن الإسفين} = \gamma_{soil} \times \text{area} = 1.8 \times 10.4 \times 1.5$$
$$= 28.08 \text{ t } (N = W = 28.08)$$
$$N tan\phi_2 = 7.524 \text{ t}$$
$$\text{bc وزن الإسفين} = \frac{2}{3} \times 10.4 \times 1.9 \times 0.85 = 11.19 \text{ t}$$
$$N tan\phi_2 = 3 \text{ t}$$





W =ared * γsoil

$\frac{2}{3}$ * base * h * γ

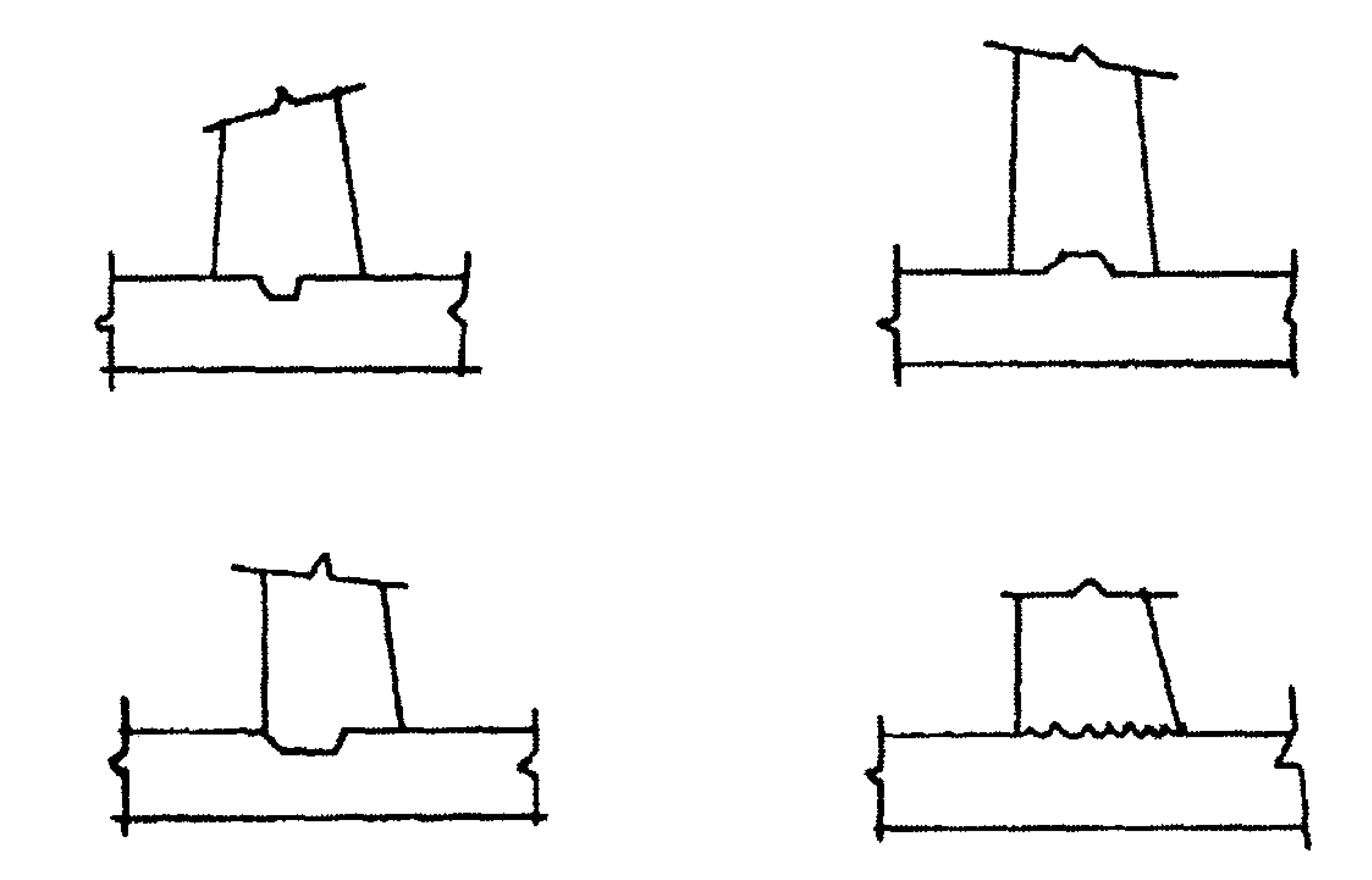
الشكل ٣-٥٧: الشريحة الحرجة عند القاع

$$F.O.S = \frac{c_1 \hat{L} + \sum N tan\phi + \sum T_R}{\sum T_D + (E_{av} X/R) + (E_{ah} Y/R)}$$
$$= \frac{1.9 \times 11.67 + 20.27 + 1.308}{15.835 + (3.082 \times 5.2/5.5) + (17.48 \times 4.483/8.8)}$$
$$= 1.64 \not< 2.0$$ (غير آمن)

٣-٨ الفواصل في الحوائط الساندة Joints of Retaining Walls

٣-٨-١ فواصل الإنشاء Construction Joints

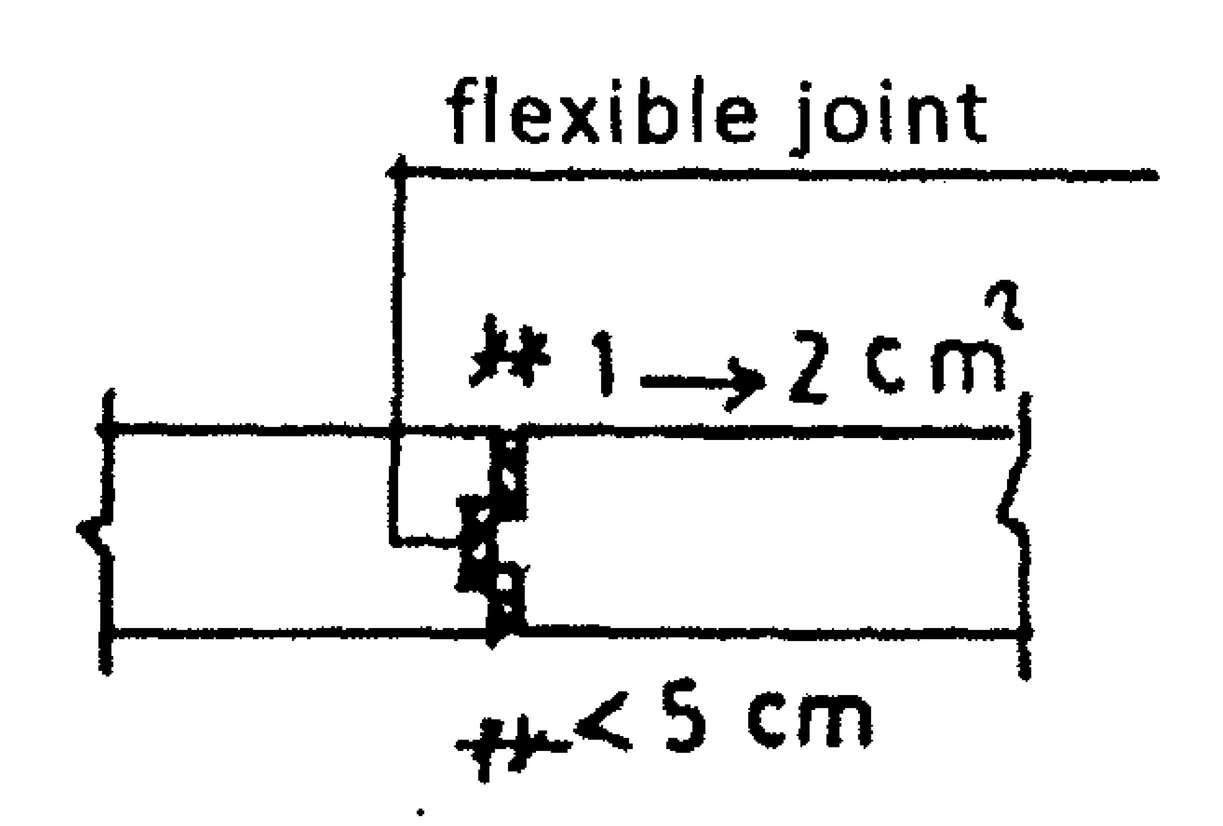
الفواصل الأفقية بين الأوضاع المتتابعة للخرسانة بين الجزء الرأسي للحائط الساند والقاعدة الأفقية وكذلك بين نقطة المنتصف أو بين نقاط الثلث والثلثين للحوائط العالية.



الشكل ٣-٥٨: أنواع مختلفة لفواصل الإنشاء

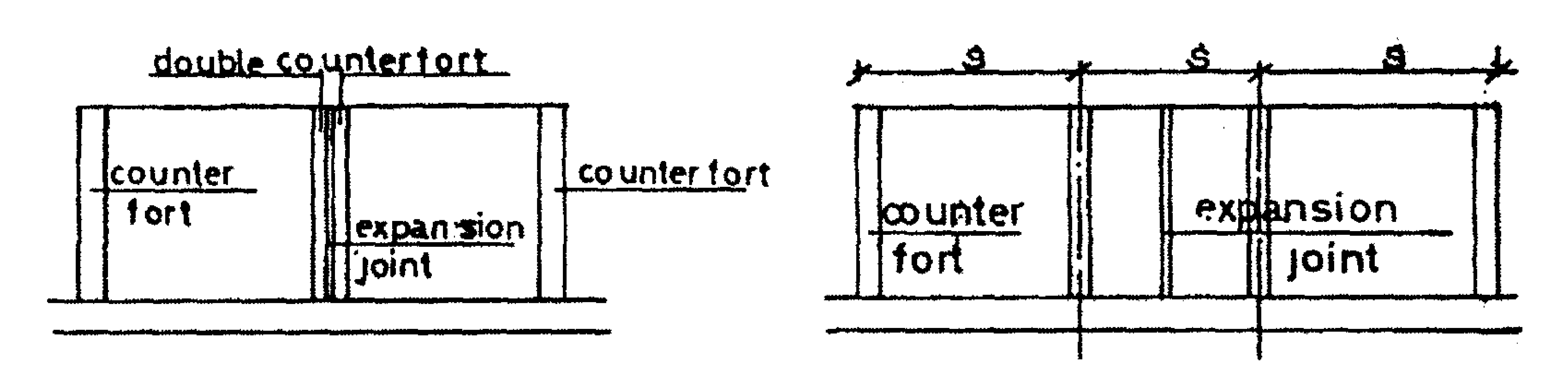
٣-٨-٢ فواصل التمدد Expansion Joints

فواصل رأسية من أعلى القاعدة البلاطة الأفقية إلى أعلى الحائط لنأخذ في الاعتبار التغيرات في درجات الحرارة للحوائط الكابولية أو الحوائط التثاقلية نأخذ فواصل التمدد كل 30 m.



الشكل ٣-٥٩: توضيح لفاصل التمدد

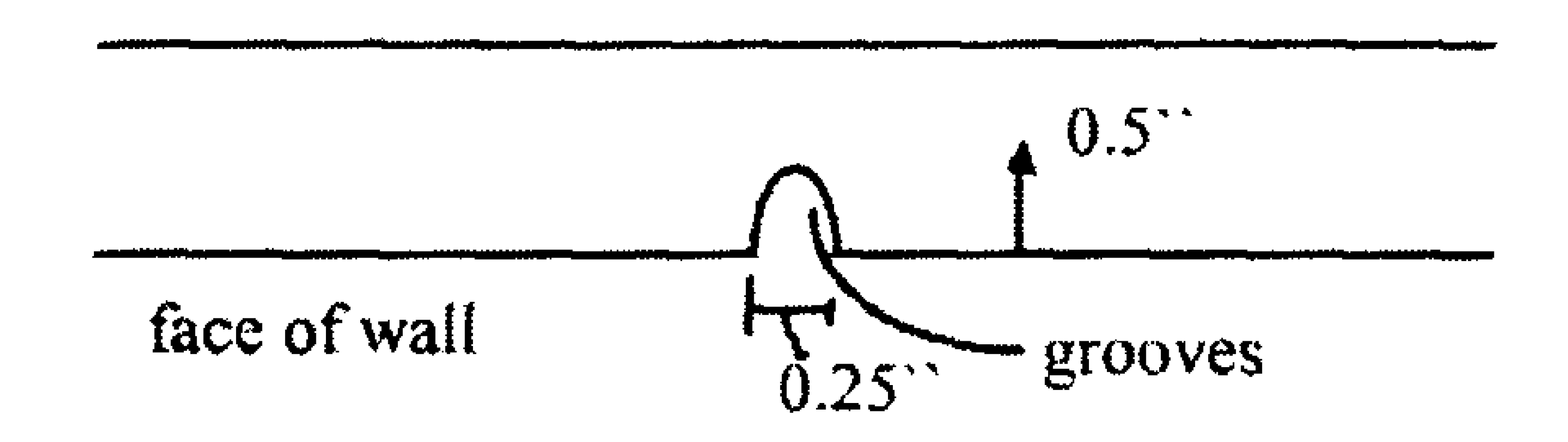
للحائط ذو الدعامات counterfort wall نأخذ فاصل عند كل 3 أو 4 مسافات بين الدعامات.



الشكل ٣-٦٠: واجهة رأسية لبيان فواصل التمدد الرأسية للحوائط الساندة

٣-٨-٣ فواصل التقلصات Contraction Joint

إنها عبارة عن نتوءات رأسية على وجه الحائط (كل من 6 m إلى 9 m) للسماح للخرسانة للانكماش أثناء تصلب الخرسانة بدون حدوث شروخ ملحوظة.



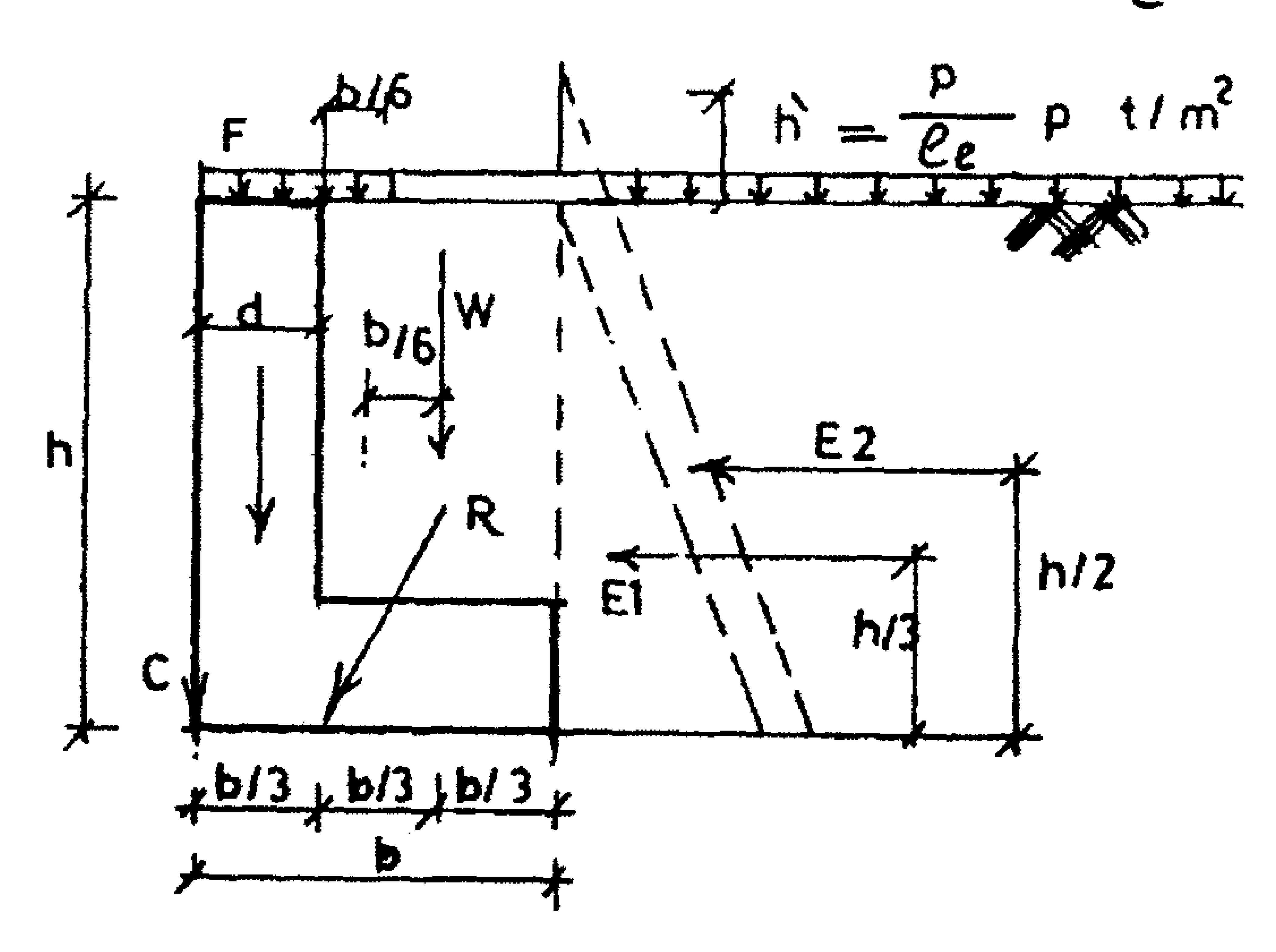
الشكل ٣-٦١: توضيح شكل الفاصل في قطاع أفقي للحائط الرأسي

٣-٩ خلاصة الصيغ اللازمة لحساب الحوائط الساندة

Conclusion of Retaining Wall with Formulaes

٣-٩-١ الحالة I Case I

محصلة الضغط خارج الثلث الأوسط المحيط لمركز قاعدة الحائط الساند تعتبر أسوأ حالات التحميل كما هو موضح بالشكل ٣-٦٢.



الشكل ٣-٦٢: بيان جميع القوى الرأسية والأفقية المؤثرة على خلف الحائط الساند

القوى الأفقية

$$E_1 = \gamma_e h K \frac{b}{2}$$

$$E_2 = \gamma_c h^{\backslash} K h$$

القوى الرأسية

$$W=\gamma_e bh$$
$$C=(\gamma_c-\gamma_e)dh$$
$$F=\gamma_e h^{\backslash}\frac{b}{3}$$

نأخذ العزوم حول النقطة الخارجية للثلث الأوسط.

العزوم الناتجة عن القوى الأفقية

$$M=\gamma_e\frac{h^3}{6}K+\gamma_e\frac{h^2}{2}h^{\backslash}K=\gamma_e\frac{h^2}{6}K\left(h+3h^{\backslash}\right)$$

العزوم الناتجة عن القوى الرأسية

$$M=\gamma_e\frac{b^2}{6}h-C\frac{b}{3}-\gamma_e h^{\backslash}\frac{b^2}{18}$$

وللتبسيط افترضنا أن C تؤثر على السطح الخارجي للحائط.

$$M_{\text{final}}=\gamma_e\frac{b^2}{6}h-C\frac{b}{3}-\gamma_e h^{\backslash}\frac{b^2}{18}-\gamma_e\frac{h^2}{6}K\left(h+3h^{\backslash}\right)=0.0 \qquad (١-٣)$$

$$\therefore\quad \gamma_e\frac{b^2}{18}\left(3h-h^{\backslash}\right)-C\frac{b}{3}-\gamma_e\frac{h^2}{6}K\left(h+3h^{\backslash}\right)=0.0$$

$$b^2-\frac{6Cb}{\gamma_e\left(3h-h^{\backslash}\right)}-\frac{3h^2K\left(h+3h^{\backslash}\right)}{3h-h^{\backslash}}=0.0$$

$$b=\frac{\dfrac{6C}{\gamma_e\left(3h-h^{\backslash}\right)}\pm\sqrt{\dfrac{36C^2}{\left[\gamma_e\left(3h-h^{\backslash}\right)\right]^2}+4\times\dfrac{3h^2K\left(h+3h^{\backslash}\right)}{3h-h^{\backslash}}}}{2}$$

$$=\frac{3C}{\gamma_e\left(3h-h^{\backslash}\right)}+\sqrt{\frac{9C^2}{\gamma_e^2\left(3h-h^{\backslash}\right)^2}+\frac{3h^2K\left(h+3h^{\backslash}\right)}{3h-h^{\backslash}}}$$

وبوضع $C=0.0$ نحصل على:

$$b=h\sqrt{\frac{3K\left(h+h^{\backslash}\right)}{3h-h^{\backslash}}} \qquad (٢-٣)$$

وأيضًا إذا كانت قيمة F مهملة فإنه من المعادلة ٣-١ نحصل على:

$$b^2 - hK\left(h + 3h^{\backslash}\right) = 0.0$$

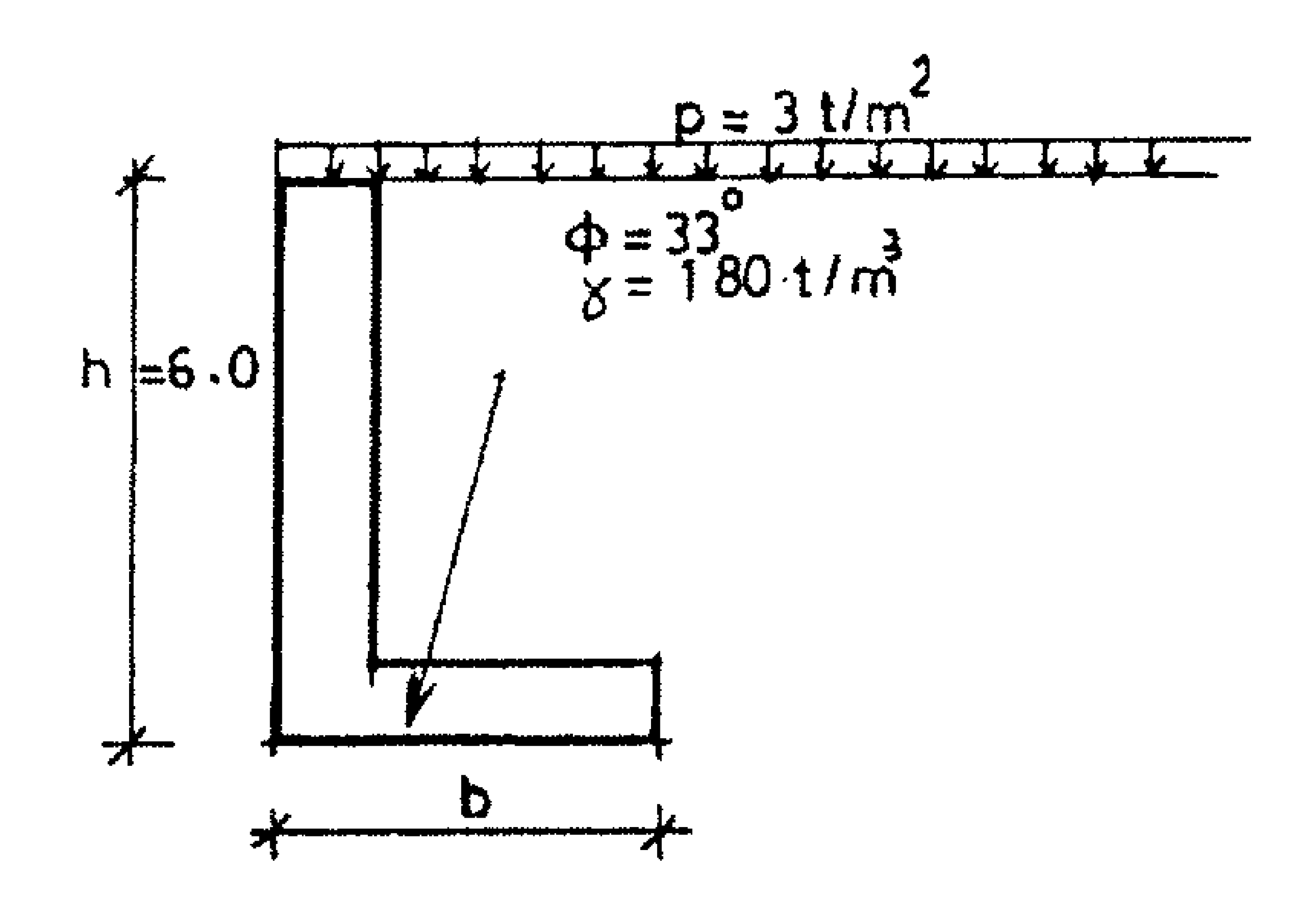
$$b = \sqrt{hK\left(h + 3h^{\backslash}\right)} \qquad (٣-٣)$$

وفي حالة عدم وجود حمل حي فوق سطح الأرض الطبيعية خلف الحائط، أي أن $h^{\backslash} = 0.0$ ، فإن المعادلة ٣-٣ تصبح كالآتي:

$$b = h\sqrt{K} \qquad (٣-٤)$$

تدريب ٣_١

احسب b (العرض) والإجهاد أسفل التربة للحائط الساند الموضح بالشكل ٣-٦٣.



الشكل ٣-٦٣: الحائط المطلوب تحليل القوى له

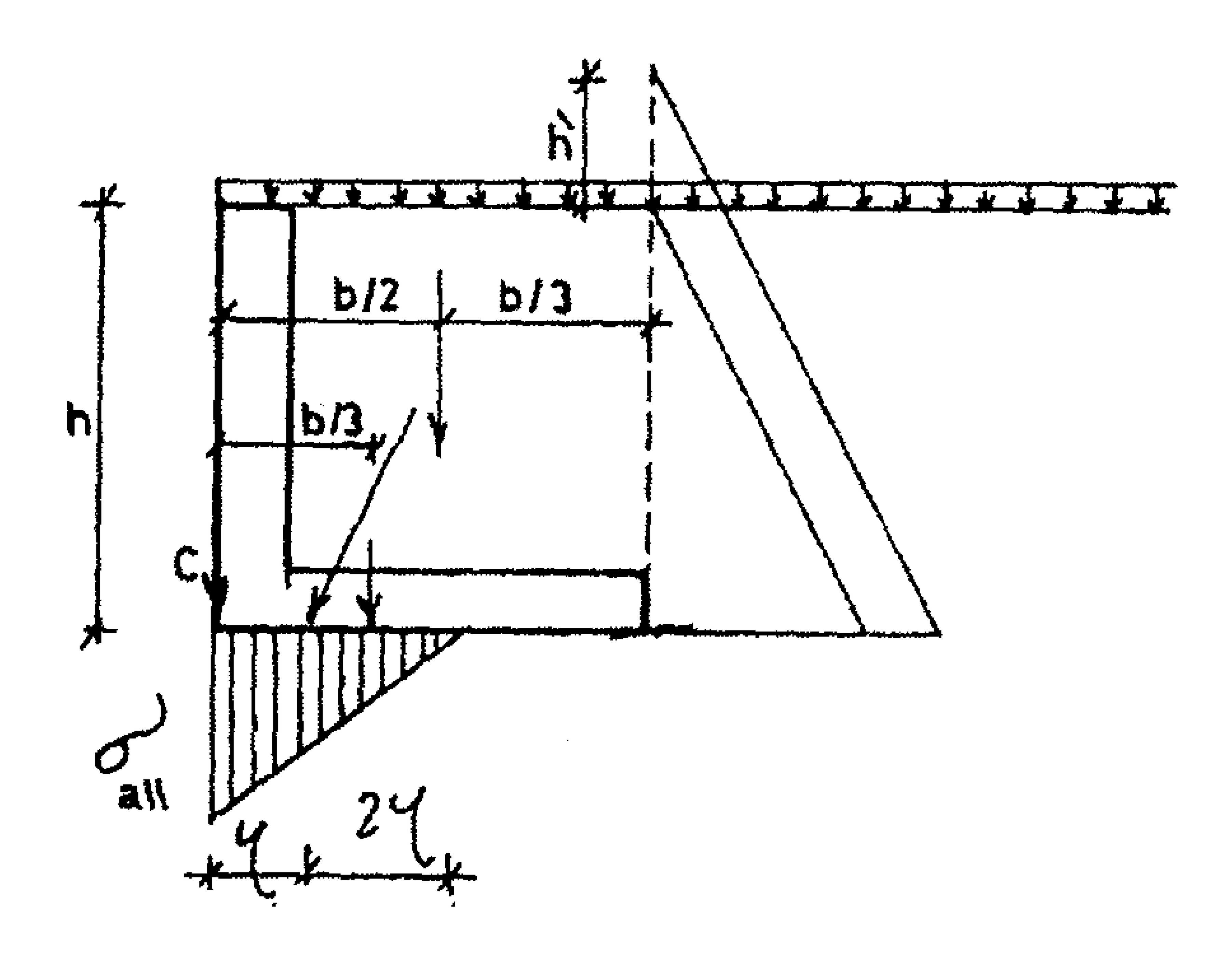
٣_٩_٢ الحالة II — Case II

إذا كانت المحصلة تقع في الثلث الأوسط المحيط بمركز القاعدة فإن أقصى إجهاد على التربة يجب ألا يزيد عن إجهاد تحمل التربة المسموح به (مع الحرص على عدم وجود إجهاد شد على التربة لأنه غير مسموح بتحميل التربة بأية إجهادات شد). نأخذ العزوم حول النقطة m:

$$\gamma_e b\left(h + h^{\backslash}\right)\left(b - \eta\right) - C\eta - \gamma_e \frac{h^2}{6} K\left(h + 3h^{\backslash}\right) = 0.0 \qquad (٣-٥)$$

المعادلة ٣-٥ يمكن اختصارها في الصورة التالية:

$$b^2 - 2b\eta - \frac{2C\eta}{\gamma_e\left(h + h^{\backslash}\right)} - \frac{h^{\backslash}}{3} K \frac{h + 3h^{\backslash}}{h + h^{\backslash}} = 0.0$$



الشكل ٣-٦٤: توزيع إجهاد التربة في الحالة II

من العلاقة

$$\sigma_{\text{all}} = \frac{2W}{3\eta}$$

نحصل على

$$\eta = \frac{2\gamma_e b\left(h+h^{\backslash}\right)}{3\sigma_{\text{all}}}$$

إذًا، يمكن كتابة المعادلة ٣-٥ كالآتي:

$$b^2 = \frac{4\gamma_e b^2\left(h+h^{\backslash}\right)}{3\sigma_{\text{all}}} - \frac{4bC}{3\sigma_{\text{all}}} - \frac{h^2}{3} K \frac{h+3h^{\backslash}}{h+h^{\backslash}} = 0.0$$

$$\therefore \quad b = \frac{2C}{3\sigma_{\text{all}} - 4\left(h+h^{\backslash}\right)\gamma_e}$$

$$+\sqrt{\left[\frac{2C}{3\sigma_{\text{all}} - 4\left(h+h^{\backslash}\right)\gamma_e}\right]^2 + \frac{K h^2 \sigma_{\text{all}}}{3\sigma_{\text{all}} - 4\left(h+h^{\backslash}\right)\gamma_e} \cdot \frac{h+3h^{\backslash}}{h+h^{\backslash}}}$$

عند $C = 0.0$ فإن:

$$b = h\sqrt{\frac{K\sigma_{\text{all}}}{3\sigma_{\text{all}} - 4\left(h+h^{\backslash}\right)\gamma_e} \cdot \frac{h+3h^{\backslash}}{h+h^{\backslash}}} \qquad (٣-٦)$$

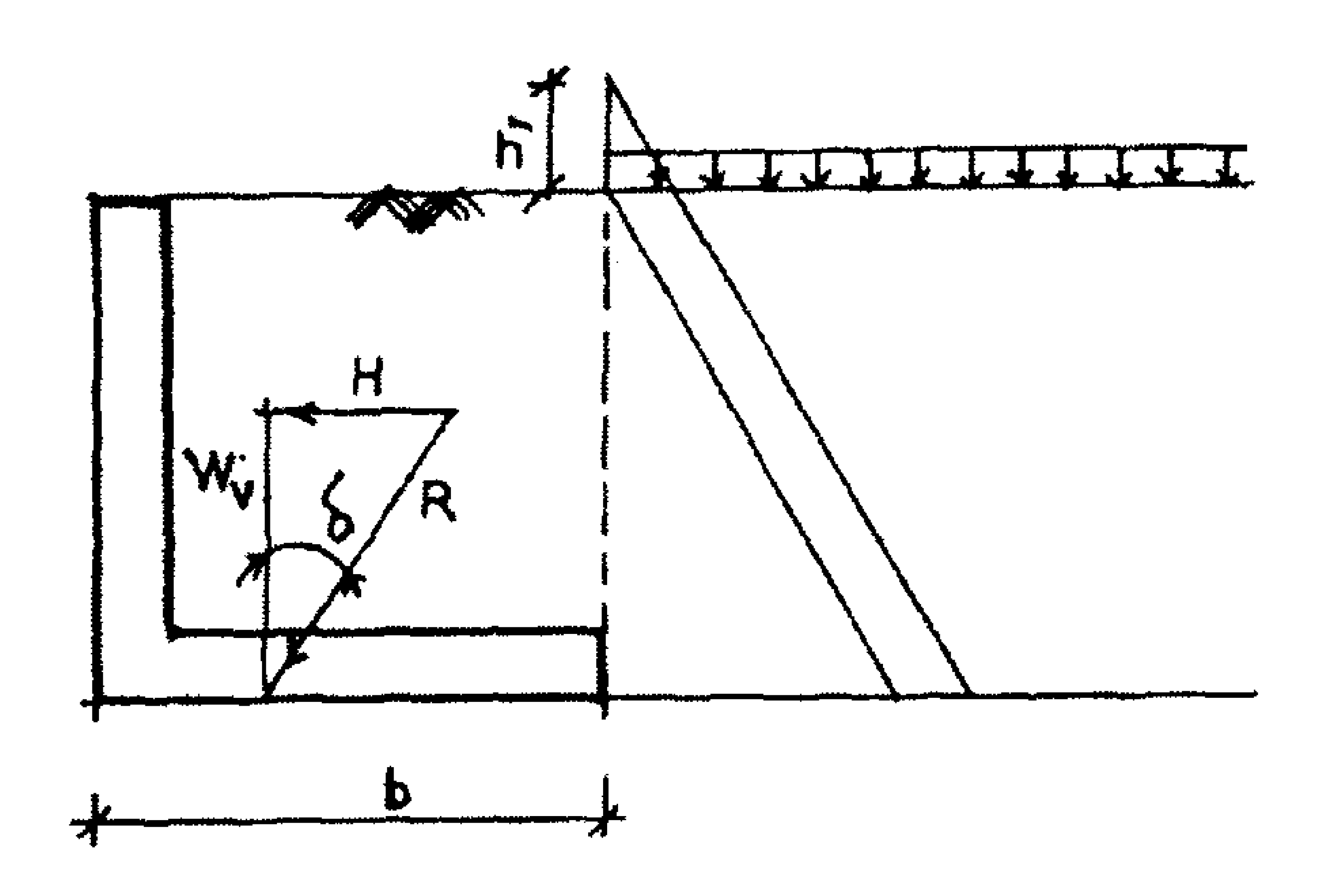
عند $C = 0.0$ ، ولا يوجد حمل حي أعلى سطح التربة الطبيعية خلف الحائط، فإن:

$$b = h\sqrt{\frac{K\sigma_{\text{all}}}{3\sigma_{\text{all}} \times 4h\gamma_e}} \qquad (٣-٧)$$

٣-٩-٣ الحالة III

Case III

إن ميل المحصلة بالنسبة إلى الاتجاه العمودي على القاعدة يجب ألا تزيد عن الزاوية δ ، حيث $\delta \not> \phi^{\backslash}$ ، والقيمة القصوى لـ $\phi^{\backslash}$ تساوي ϕ. وغير مسموح أن تكون $\phi < \phi^{\backslash}$. ولمزيد من الآمان سوف نهمل قيمة C.



الشكل ٣-٦٥: الحالة III للحائط الساند

$$tan\delta = \frac{H}{W}$$

حيث

$$H = \gamma_e hK\left(\frac{h}{2} + h^{\backslash}\right), \qquad W = \gamma_e bh$$

$$\therefore \quad tan\delta = \frac{\gamma_e hK\left(\frac{h}{2} + h^{\backslash}\right)}{\gamma_e bh}$$

$$tan\delta = \frac{K\left(h + 2h^{\backslash}\right)}{2b} \qquad (٣-٨)$$

$$b = \frac{K\left(h + 2h^{\backslash}\right)}{2tan\delta} \qquad (٣-٩)$$

وفي حالة عدم وجود حمل حي فوق سطح الأرض الطبيعية خلف الحائط:

$$b = \frac{Kh}{2tan\delta} \qquad (٣-١٠)$$

يجب فحص الحالة III بالإضافة إلى الحالة I والحالة II، وسنجد أن إجهاد التحميل على التربة f_b سوف يكون كبيرًا جدًا بحيث يجب علينا استخدام بروز للقدم الأفقية toe

وذلك لتخفيض قيمة f_0 . وبروز القدم يكون مؤثرًا في حالة إذا كان الحائط سينقلب على التربة.

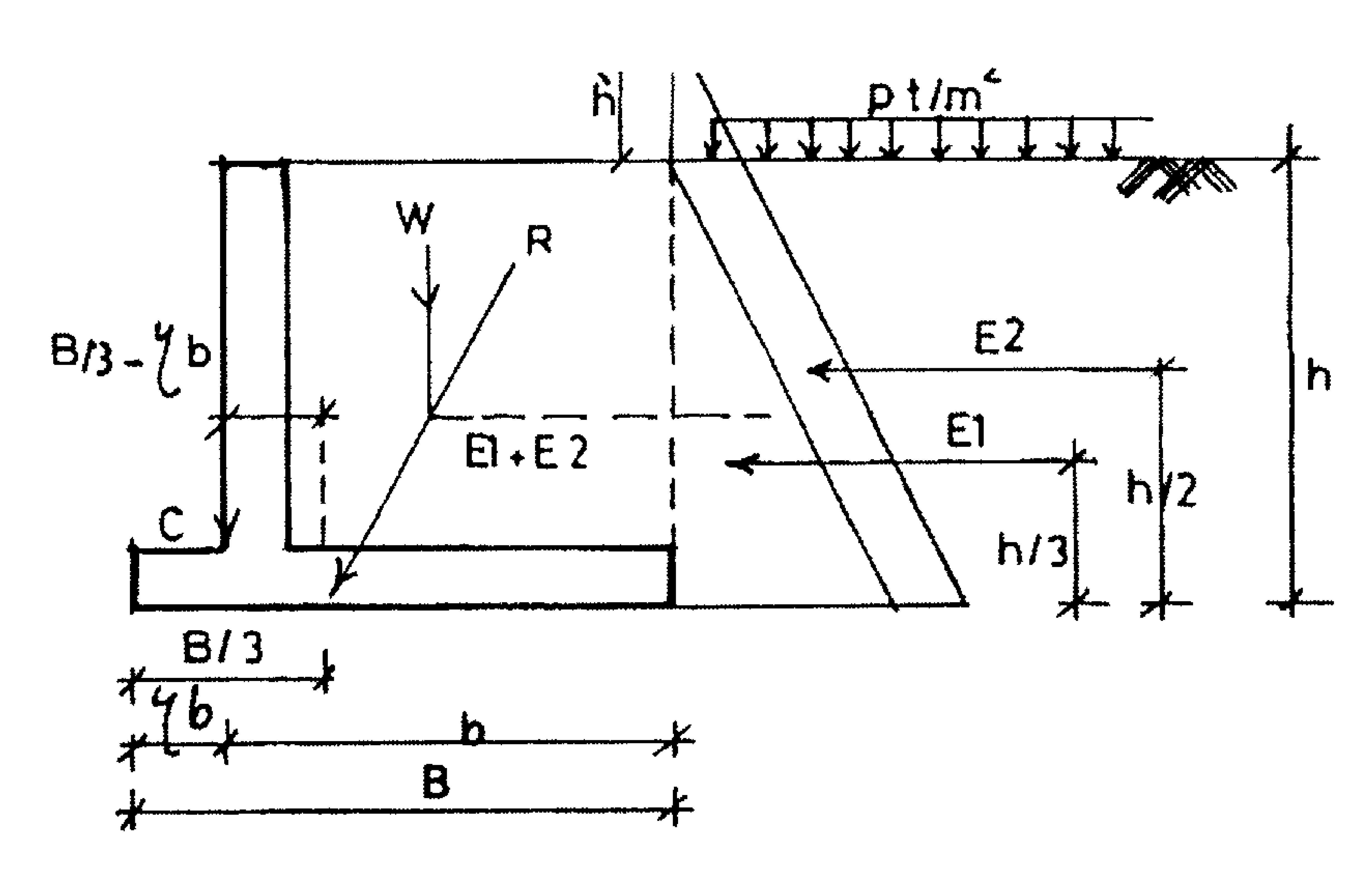
في حالة إذا كان العرض الضروري b لتأمين الحائط ضد التزحلق يكون صغيرًا بالنسبة للعرض b المطلوب لتأمين الحالة I، II سيكون من المناسب تقصير القاعدة أسفل الحائط تحت الردم وتطويل جزء القاعدة للحائط أمام الحائط أمام الردم:

$$a = \eta b$$

لذلك فإن العرض الكلي تحت الحائط يكون:

$$B = b(1+\eta)$$

ويمكن إيجاد بهذه الطريقة قيمة التراب المنزوع لإنشاء الحائط وسوف يتم خصم وزنه من الحساب. ولمثل هذا الحل نستطيع الحصول على صيغة لحساب وتحديد قيمة القيمة الأصغر للعرض b.



الشكل ٣-٦٦: أنواع القوى المؤثرة خلف الحائط

الحالة الأولى

إن المحصلة تمر خلال الحرف الخارجي للقلب حول مركز ثقل القاعدة ويكون العزم حول o يكون أولاً عزم القوى الرأسية ويتم الحساب كما يلي:

$$M_w = \gamma_e hb\left[\frac{b}{2} - \left(\frac{b}{3} - \eta b\right)\right] = \gamma_e hb\left[\frac{b}{2} - \frac{b(1+\eta)}{3} + \eta b\right] = \frac{\gamma_e hb^2}{6}(1+4\eta)$$

$$M_c = C\left[\frac{B}{3} - \eta b\right] = C\left[\frac{b(1+\eta)}{3} - \eta b\right] = \frac{2Cb}{6}(1-2\eta)$$

ويكون عزم القوى الأفقية حول o كما يلي:

$$M_E=\frac{\gamma h^2}{6}K\left(h+3h^{\backslash}\right)$$

وبمساواة العزم بالصفر نحصل على الآتي:

$$b^2=\frac{2Cb(1-2\eta)}{\gamma_e h(1+4\eta)}-\frac{Kh\left(h+3h^{\backslash}\right)}{1+4\eta}=0.0$$

$$b=\frac{C}{\gamma_e h}\cdot\frac{1-2\eta}{1+4\eta}+\sqrt{\left(\frac{C}{\gamma_e h}\cdot\frac{1-2\eta}{1+4\eta}\right)^2+\frac{hK\left(h+3h^{\backslash}\right)}{1+4\eta}}$$

عند $C=0.0$ فإن:

$$b=\sqrt{\frac{Kh\left(h+3h^{\backslash}\right)}{1+4\eta}}=\frac{R_1}{\sqrt{1+4\eta}} \qquad (١١-٣)$$

في حالة عدم وجود حمل حي أعلى سطح الأرض، أي أن $h^{\backslash}=0$، سوف نحصل على المعادلة التالية:

$$b=h\sqrt{\frac{K}{1+4\eta}} \qquad (١٢-٣)$$

إن القاعدة الأفقية للحائط الساند الذي له قدم خلفية toe أكثر اقتصادًا من النوع الذي بدون قدم خلفية.

الحالة الثانية

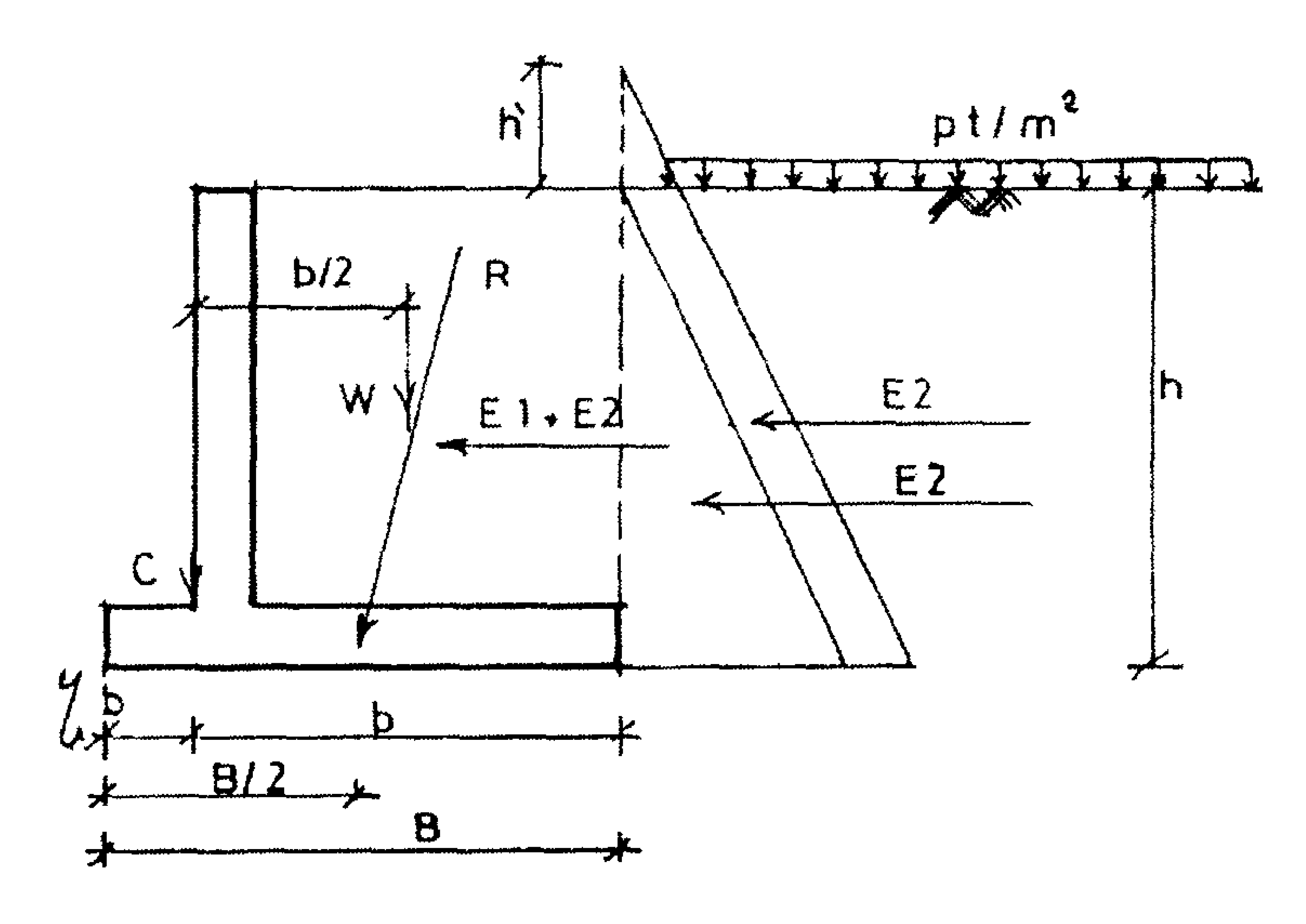
المحصلة تمر خلال مركز القاعدة. هذه الحالة يمكن تحقيقها فقط إذا كان جزء من القاعدة يمتد أمام الحائط. هذه الحالة يتم استخدامها إذا كنا محتاجين أن نحصل على توزيع إجهاد منتظم تحت القاعدة.

العزوم حول المركز:

$$M_w=\gamma_e hb\left[\frac{b}{2}-\left(\frac{B}{3}-\eta b\right)\right]=\frac{\gamma_e hh^2}{2}\eta$$

$$M_c=C\left[\frac{B}{2}-\eta b\right]=C\left[\frac{b(1+\eta)}{2}-\eta b\right]=\frac{Cb}{2}(1-\eta)$$

$$M_E=\frac{\gamma_e h^2}{6}K\left(h+3h^{\backslash}\right)$$



الشكل ٣-٦٧: بيان أنواع القوى خلف الحائط الساند

من المعادلات السابقة نحصل على:

$$b=\frac{C}{\gamma_e h}\cdot\frac{1-\eta}{2\eta}+\sqrt{\left[\frac{C}{\gamma_e h}\cdot\frac{1-\eta}{2\eta}\right]^2+\frac{Kh\left(h+3h^{\backslash}\right)}{3\eta}}$$

عند $C=0.0$ فإن:

$$b=\sqrt{\frac{Kh\left(h+3h^{\backslash}\right)}{3\eta}}=\frac{R_1}{\sqrt{3\eta}} \qquad (١٣-٣)$$

عند $C=0.0$ ، $h^{\backslash}=0.0$ فإن:

$$b=h\sqrt{\frac{K}{3\eta}} \qquad (١٤-٣)$$

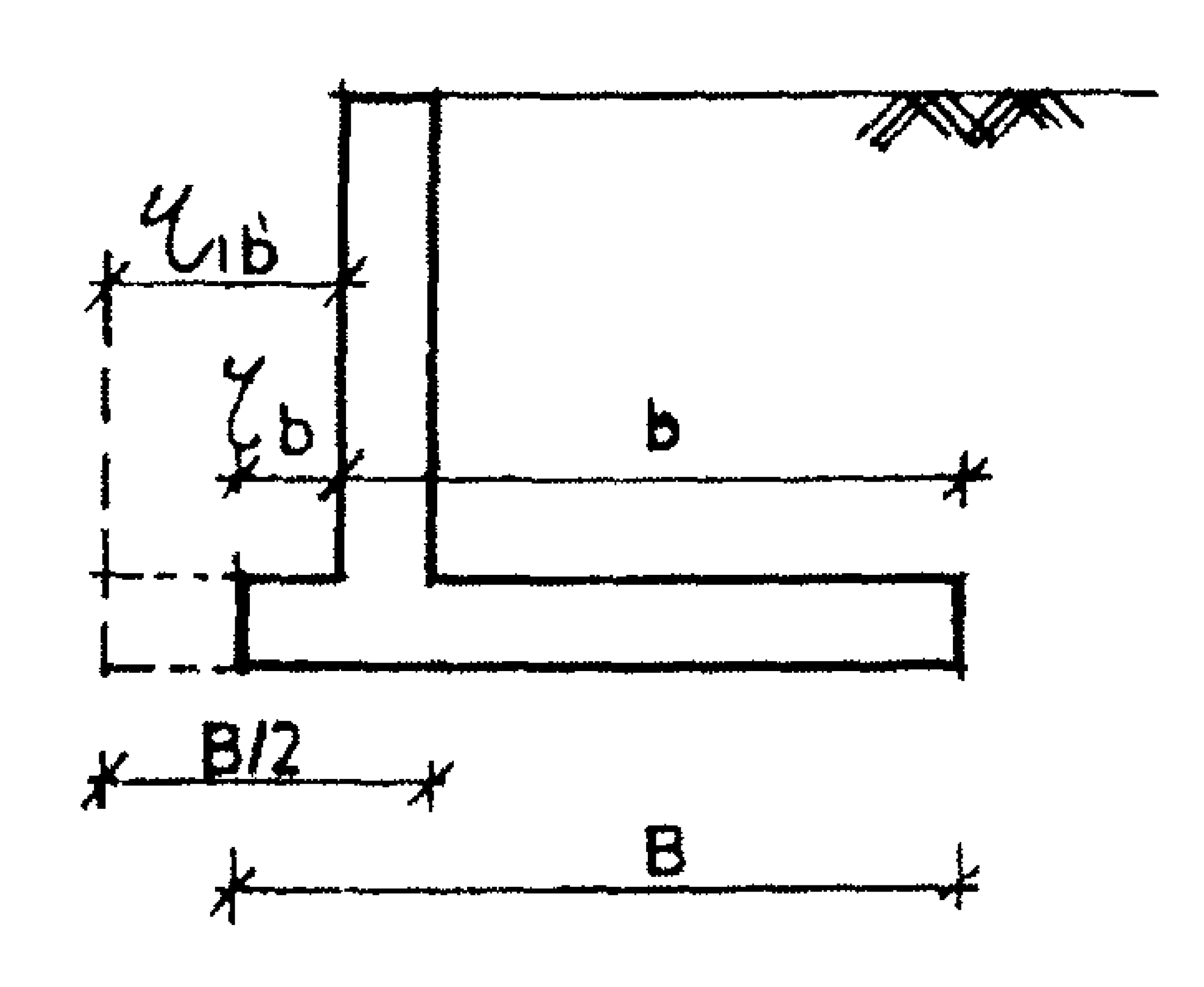
وبمقارنة الصيغتين ٣-١١، ٣-١٣، والصيغتين ٣-١٢، ٣-١٤ نحصل على المعادلة التالية:

$$m=\sqrt{\frac{1+4\eta}{3\eta}}$$

من الطرف الخارجي من القلب الخرساني لمركز القاعدة.

الجدول ٣-٧: قيم m المناظرة لقيم η المختلفة

η	1/4	1/2	3/4	1
m	1.63	1.42	1.33	1.29



الشكل ٣-٦٨: بيان علاقة η مع b للحائط الساند

إن نفس الغرض يمكن تحقيقه ولكن بتكلفة أعلى إذا حافظنا على b غير متغيرة ونقوم بزيادة η متر يصبح الحائط آمنًا ضد التزحلق. إن العلاقة بين η ومعامل الجدية η_1 معطاة فيما يلي:

$$\eta_1 = \frac{1+4\eta}{3}$$

الجدول ٣-٨: بيان قيم η، η_1 المختلفة

η	1/4	1/2	3/4	1
η_1	2/3	1	4/3	5/3

بمقارنة المعادلتين ٣-٣، ٣-١١، والمعادلتين ٣-٤، ٣-١٢ لقيمة $C=0.0$ ولقيمة $C=h^{\backslash}=0.0$ نحصل على أن b يمكن تخفيضها إلى b_1 إذا سمحنا للقاعدة أن تمتد إلى أمام الحائط وبالتالي فإن العرض الكلي B يكون:

$$B = b_1(1+\eta)$$

وستكون أقل من b، والعلاقة بين b_1، b معطاة فيما يلي:

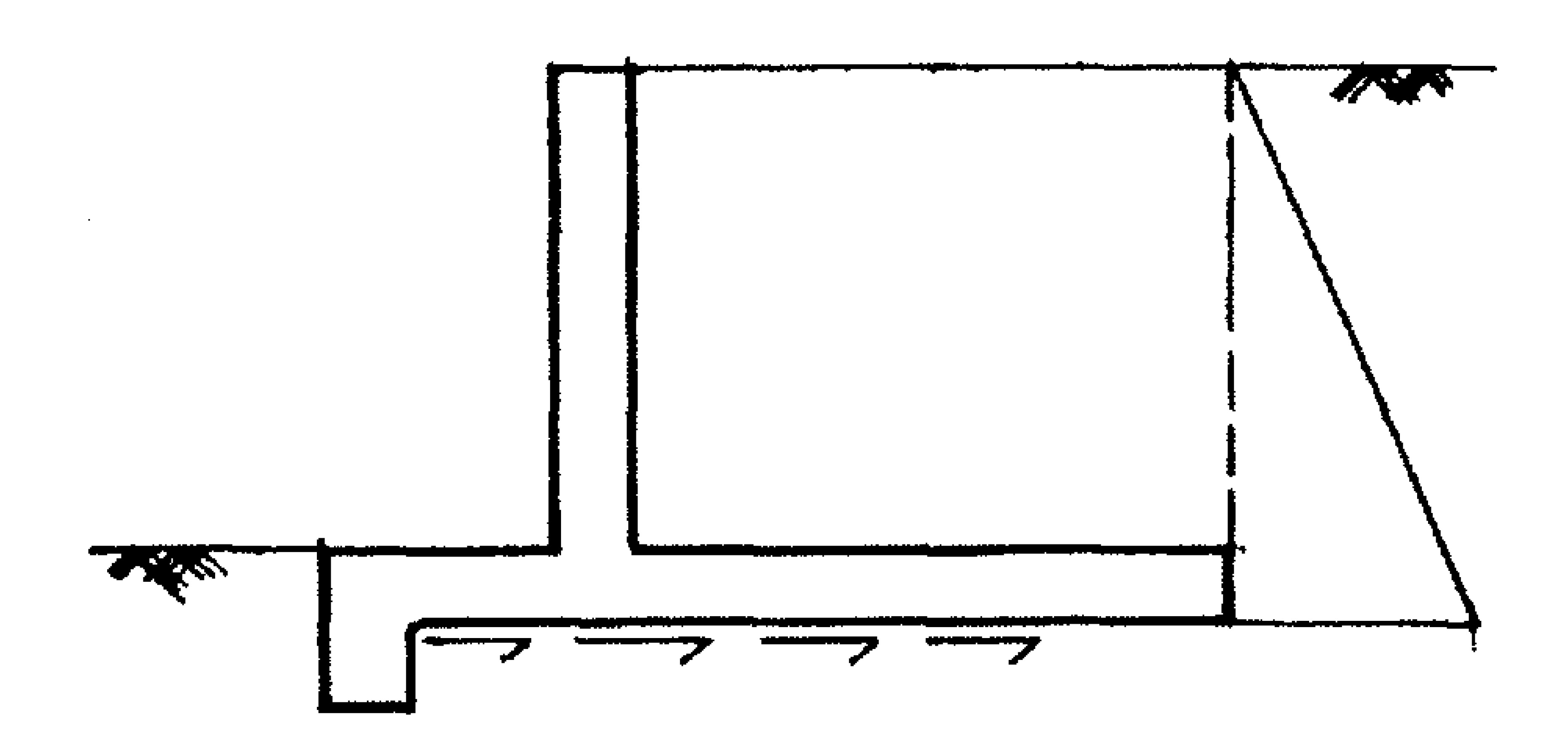
$$b_1 = \frac{b}{\sqrt{1+4\eta}}$$

من الأشكال العلوية نجد أن أقل عرض كلي للقاعدة وجدنا أنه لقيمة المعامل $\eta = 1/2$. إذن فإنه اقتصاديًا يكون نوع القاعدة للحائط تمتد إلى أمام الحائط. في كل حالة فإن أمان الحائط ضد التزحلق يجب فحصها بواسطة المعادلتين ٣-٩، ٣-١٠.

إذا كان العرض ضروريًا للأمان ضد التزحلق يكون كبيرًا نسبيًا فإنه يمكن الحفاظ على العرض الصغير مع استخدام مفتاح key للحائط أسفل القاعدة، أو يمكننا عمل القاعدة مائلة على الأفقي.

الجدول ٣-٩: جدول لحساب b_1، B لقيم η المختلفة

η	1/4	1/2	3/4	1
b_1	$0.71b$	$0.58b$	$0.50b$	$0.48b$
B	$0.89b$	$0.89b$	$0.875b$	$0.9b$

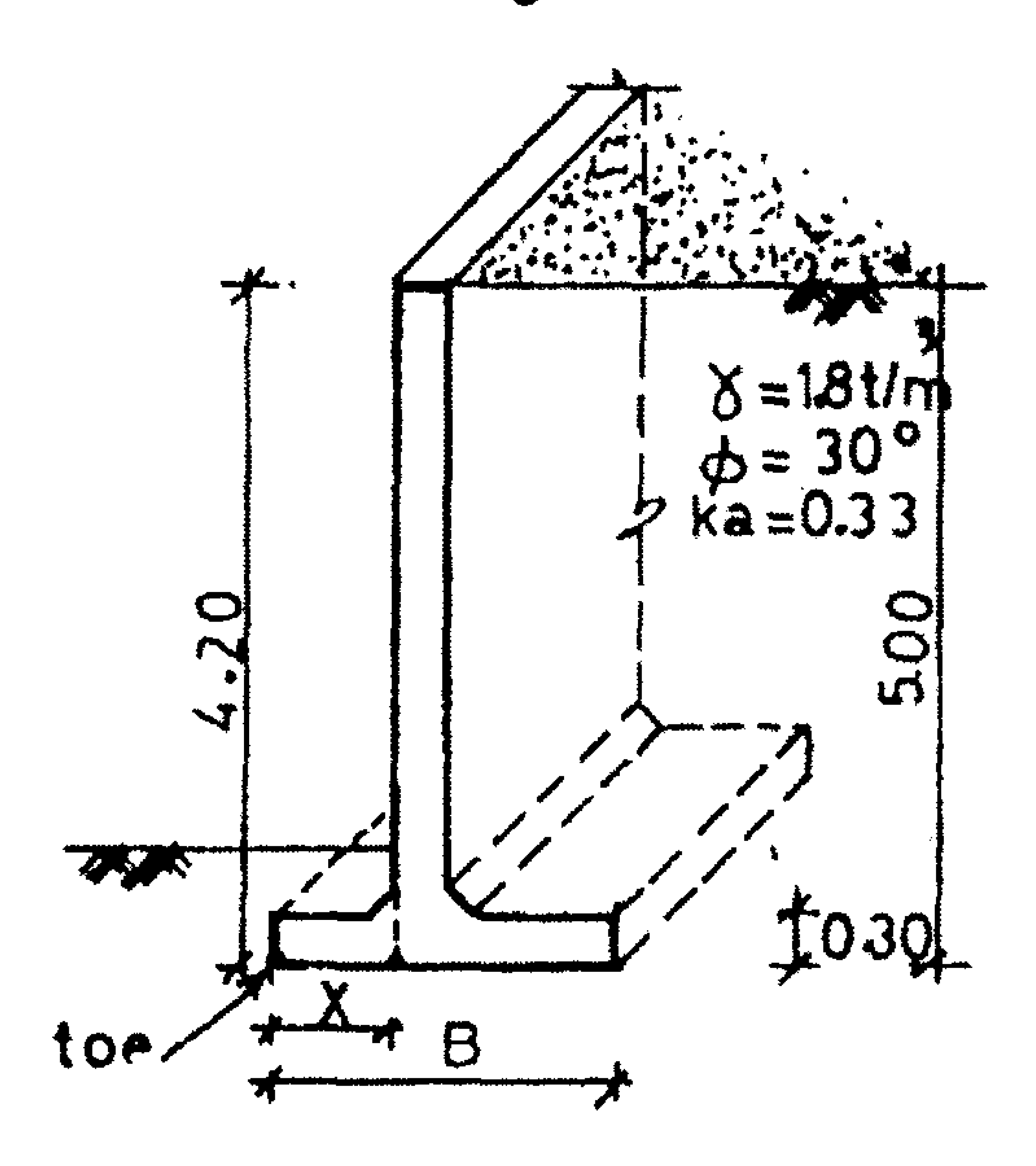


الشكل ٣-٦٩: شكل قوى مقاومة التزحلق أسفل الحائط

ملاحظة

في حالة القوى الأفقية الكبيرة جدًا يمكننا استخدام الخوازيق.

مثـــال ٣ـ٦



الشكل ٣-٧٠: حائط ساند كابولي من الخرسانة المسلحة

الشكل ٣-٧٠ يوضح حائط ساند كابولي من الخرسانة المسلحة يسند ارتفاع تراب مقدار 4.2 m. إن ضغط التربة المسموح به تحت القاعدة $1.6\ \text{kg/cm}^2$.

(أ) تحديد عرض الحائط (حل تقريبي سريع)

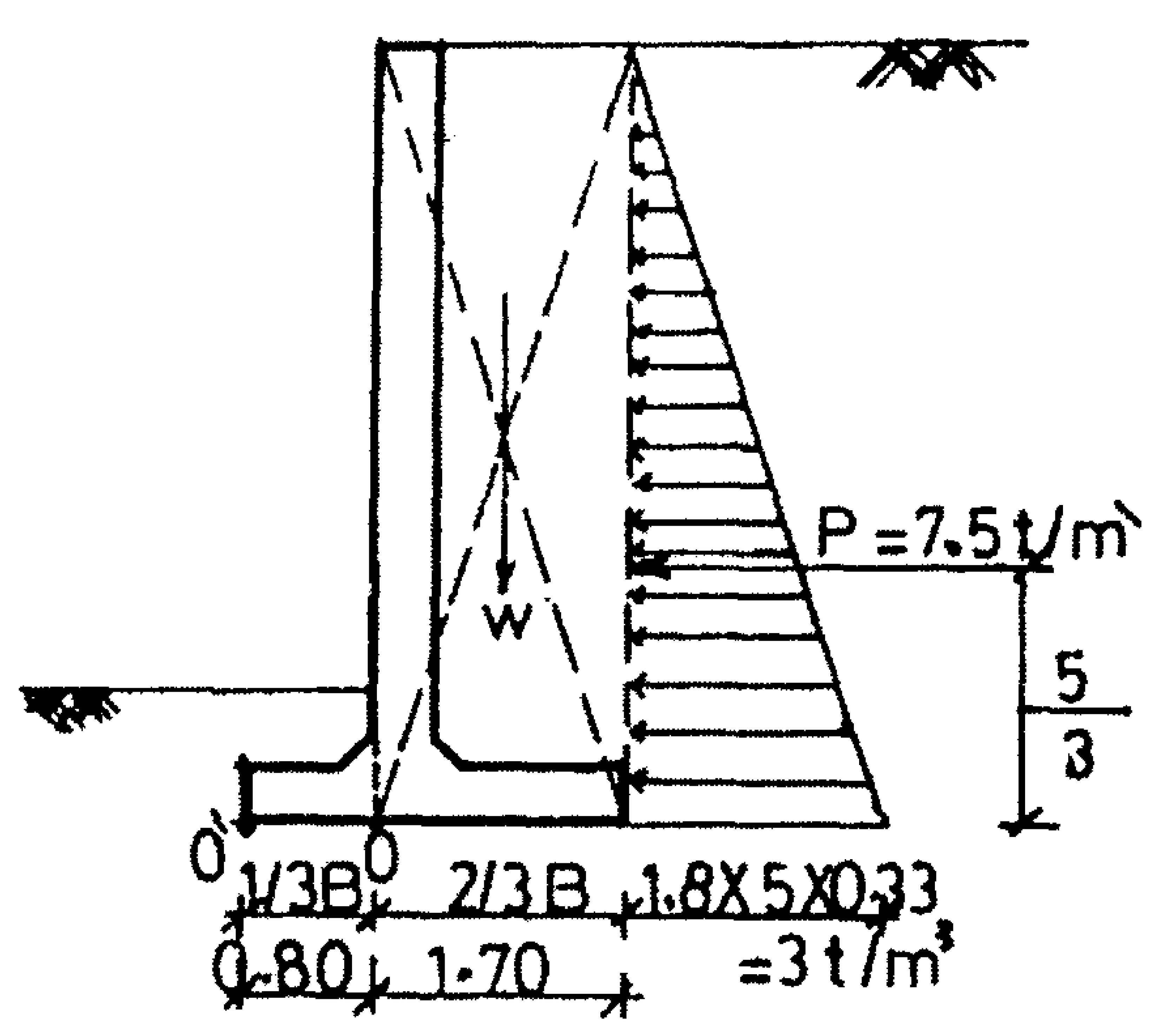
يمكن اعتبار أن قيمة X تتراوح ما بين $\frac{1}{3}B$ ، $\frac{2}{5}B$.

$$W=\frac{2}{3}B\times5\times1.8=6B^{t}$$

$$P=\frac{1}{2}\times3.0\times5.0=7.5\ \text{t/m}'$$

$$W\frac{B}{3}=P\times\frac{5}{3}$$

$$B^2=6.25 \qquad \therefore \quad B=2.5\ \text{m}$$



الشكل ٣-٧١: تحديد عرض تقريبي للحائط

(ب) حسابات الاتزان

50% من قيمة P_p (قيمة مقاومة التربة passive resistance) عند قدم الحائط الساند يمكن أن تستخدم في حالة أن d أكبر من 1.5 m.

مقاومة الانقلاب

إن معامل الأمان الذي لا يقل عن 2 مطلوب لتفادي الانهيار للحائط عن طريقة دورانه حول القدم السفلى.

$$\text{Overturning Moment (حول القدم)} = O.M = 7.5\times\frac{5}{3} = 12.5\ \text{t/m}'$$

$$\text{Stabilising Moment (حول القدم)} = S.M = 1.7\times5\times1.8\left(\frac{1.7}{2}+0.8\right) = 25.2\ \text{t/m}'$$

$$F.O.S = \frac{S.M}{O.M} = \frac{25.2}{12.5} = 2.016 > 2$$

المقاومة للحركة الأمامية (التزحلق)

معامل الأمان المطلوب تقريبًا يساوي 2، ويجب تطبيقه للقوى الكلية المحسوبة.

قوى التزحلق $= 7.5\ \text{t}$,　　مقاومة التزحلق $= \mu W$

حيث　μ = معامل الاحتكاك (يساوي تقريبا 0.5).

$\therefore$ مقاومة التزحلق $= 0.5\times1.7\times5\times1.8 = 7.65\ \text{t}$

$$F.O.S = \textbf{!Error} = \frac{7.65}{7.50} = 1.1 < 2.0$$

بالنسبة للتربة غير المتماسكة فإن احتكاك القاعدة تحت أساسات من الخرسانة المصبوبة في الموقع يمكن حسابه بافتراض أن زاوية الاحتكاك تحت القاعدة تساوي ϕ، وهي زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة أسفل الأساسات (انظر الجدول ٧-٢ من الكود المصري للأساسات - الجزء السابع). عندما تكون الأساسات غير مصبوبة في الموقع فإن زاوية الاحتكاك يجب أن تؤخذ مساوية لقيمة δ زاوية احتكاك الحائط. في حالة غياب اختبار محدد النتائج فإن δ يمكن أخذ قيمتها = 20° للحائط من الخرسانة أو الطوب. وتؤخذ قيمتها = 30° في حالة حوائط معدنية (حديدية) مدهونة بالقار أو البيتومين وتؤخذ = 15° لستائر معدنية غير مدهونة وقيمة الزاوية δ لا تتأثر في حالة انغمار الحائط بالمياه الأرضية.

للتربة المتماسكة فإن احتكاك القاعدة يمكن أخذها تساوي قيمة التصاق الحائط C_w wall adhesion، حيث يكون قوة مقاومة القص أو تماسك التربة C أقل من $0.5\ \text{kg/cm}^2$ فإن قيمة C_w يمكن أن تؤخذ تساوي قيمة C.

بالنسبة للطين ذي قيمة C أكبر من $0.5\ \text{kg/cm}^2$ فإنه ينصح بتقييد قيمة C_w بهذه القيمة في غياب بيانات محددة لتجربة عملية محددة (انظر الجدول ٧-٣ من الكود المصري للأساسات - الجزء السابع). وعلى العموم فإن الجدول ٣-١٠ يشير إلى القيم الموصى بها بالنسبة للمعامل μ.

الجدول ٣-١٠: القيم الموصى بها بالنسبة للمعامل μ

نوع تربة الأساس	μ
رمل أو زلط بدون جزيئات ناعمة (عالية النفاذية)	من 0.5 إلى 0.6
رمل أو زلط بخليط من الطمي (أقل نفاذية)	من 0.4 إلى 0.5
رمل أو رمل وزلط بمحتوى طين عالي	من 0.3 إلى 0.4
طين ناعم	من 0.2 إلى 0.3

(ج) الخرسانة والتربة

لزيادة الأمان ضد التزحلق تستخدم مفتاح key أو قطع cut-off تحت الجانب السفلي للقاعدة. وعند حساب القوة الكلية المقاومة للتزحلق فإن احتكاك القاعدة أو التصاق القاعدة يمكن أن يضاف إلى المقاومة الفعلية للتربة passive resistance أمام القدم الصغرى toe لقاعدة الحائط.

إنه من التطبيق العملي الشائع أن نضع مفتاح في آخر الجزء الأفقي الكبير من الحائط حتى يحتاج الانهيار إلى حركة جزء أكبر من كتلة التربة والذي يكون أكبر من حالة لو كان المفتاح تم إنشاؤه على حافة القدم الأفقية الصغرى toe. ومن وجهة نظر التنفيذ فإنه من الأسهل إنشاء المفتاح تحت الجزء الرأسي للحائط مباشرة.

ولحدوث فعل أقوى لضغط التربة الفعال فإن الردم على ناحية القدم الصغرى الأفقية toe يجب أن يتم وضعه ويتم دمكه جيدًا قبل أن يتم وضع الردم الخلفي في مكانه ويجب تأمينه ضد أن يتم حفره بعد ذلك بواسطة الحفارات أو أي وسيلة أخرى. لذلك فإنه يُوصى أن نضع مفتاح في القدم السفلى الطويلة أو أسفل الجزء الرأسي للحائط إذا كان لدينا شك من احتمال حدوث أي نزع للردم أعلى الجزء الأصغر من القدم الأفقية السفلى toe للحائط.

ضغط التحميل

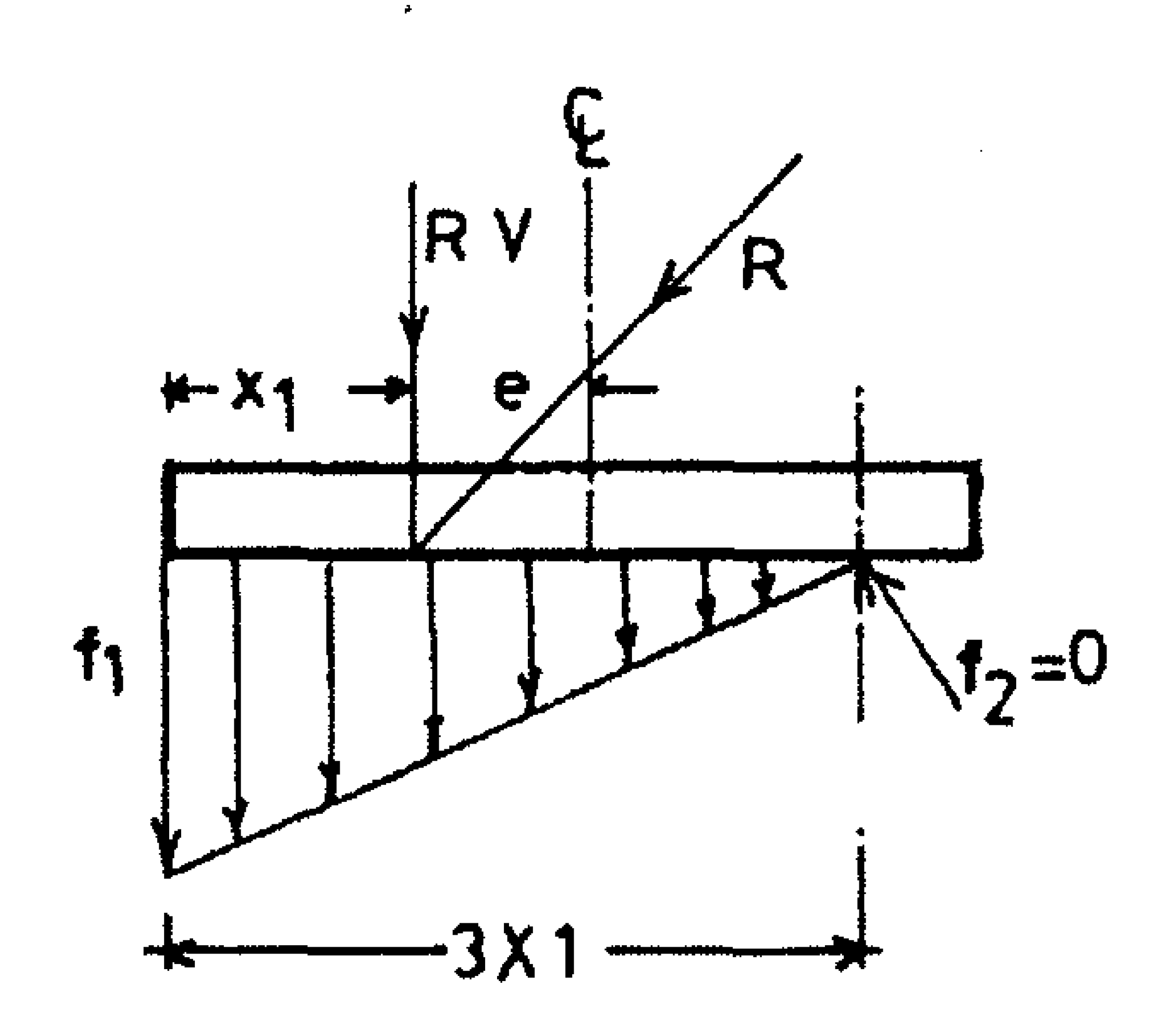
$$X^{\backslash} = \frac{S.M - O.M}{W} = \frac{25.2 - 12.5}{15.3} = 0.83 \text{ m}$$

$$\therefore \quad e = 1.25 - 0.83 = 0.42 \text{ m}$$

$$f_{\frac{1}{2}} = -\frac{W}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = -\frac{15.3}{2.5}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.42}{2.5}\right) = \begin{matrix} 12.24 \text{ t/m}^2 \\ 00.00 \text{ t/m}^2 \end{matrix}$$

من أجل تجنب الهبوط غير المرغوب فيه أو حدوث ميل في الحائط فإن أقصى كثافة للضغط على الأساس عند طرف الجزء الأفقي الأصغر من القاعدة (القدم toe) يجب ألا تزيد عن إجهاد تحمل التربة الصافي الآمن للتربة المسموح به في تقرير أبحاث التربة والأساسات عند

منسوب التأسيس. وهناك قيم تقريبية لإجهاد التربة الصافي الآمن لأنواع متعددة من التربة معطاة في الجدولين ٣-١١، ٣-١٢.



الشكل ٣-٧٢: إجهاد التربة أسفل قاعدة الحائط واتجاه المحصلة

ملاحظة

في حالة أن خط الضغط يقع خارج الثلث الأوسط من القاعدة فإن توزيع الإجهادات يمكن أن يتم فرضه مثل ما هو موضح بالشكل ٣-٧٢ وتكون كالتالي:

$$f_1 = \frac{2R_V}{3X_1}, \qquad f_2 = 0$$

الجدول ٣-١١: أقصى قدرة تحمل آمنة للتربة (إجهاد التربة الصافي الآمن) لقاعدة حائط ذات عرض أكبر من 1.0 m وعمق تأسيس لا يقل عن 70 cm (حالة تربة مفككة cohesionless)

نوع التربة	قيم نموذجية للزاوية ϕ	أقصى قدرة تحمل آمنة kg/cm^2	
		جافة*	مغمورة
رمل حسن التدرج مدموك وتربة خليط من الرمل والزلط.	40°-50°	3.00-5.00	1.50-2.25
رمل حسن التدرج ناعم وخليط من الرمل والزلط.	35°-40°	1.50-3.00	0.75-1.50
رمال منتظمة التوزيع مدموكة.	35°-40°	1.50-3.00	0.75-1.50
رمل منتظم التوزيع ناعم.	30°-35°	0.75-1.50	0.35-0.75

* مصطلح "جاف" dry معناه أن مستوى المياه الجوفية عند عمق لا يقل عن عرض الأساس B أسفل قاع الأساس.

الجدول ٣-١٢: أقصى قدرة تحمل آمنة للتربة (إجهاد التربة الصافي الآمن) عرض أكبر من 1.0 m وعمق تأسيس لا يقل عن 70 cm (حالة تربة متماسكة cohesive soils)

نوع التربة	قوة مقاومة القص التقريبية C (kg/cm^2)	أقصى قدرة تحمل آمنة للتربة q (kg/cm^2)
طين ركامي شديد التماسك	> 1.50	2.0–3.5
طين متماسك وطين رملي متماسك	0.75–1.50	1.2–2.0
طين متصلب وطين رملي متصلب (ثابت)	0.30–0.75	0.5–1.2
طين ناعم وطمي ناعم	< 0.30	$0.4 \geqq$

إن القدم الصغرى والقدم الكبرى تشكلان مع بعضهما بلاطة قاعدة الحائط. والجزء الرأسي stem يجب أن يتم تصميمه على أنه كابولي آخذين في الحسابات كل القوى والضغوط الفعالة على المنشأ. الإجهادات الناتجة من عزم الانحناء وقوى القص يجب أن يتم حسابها. ويجب عمل مشاطف (أجزاء مائلة في الخرسانة) عند مناطق اتصال الجزء الرأسي من الحائط مع القدم الصغرى والقدم الكبيرة لقاعدة الحائط ثم يتم حساب عزوم الانحناء الحرجة وقوى القص الحرجة عند نهائيات هذه المشاطف.

تصميم الجزء الرأسي من الحائط المبين في الشكل ٣-٧٣

$$P = 1.8 \times 4.55 \times 0.33 = 2.7 \ \text{t/m}^2$$

$$Q_{I-I} = \frac{1}{2} \times 2.7 \times 4.55 = 6.14 \ \text{t}$$

$$M_{I-I} = 6.14 \times \frac{4.55}{3} = 9.31 \ \text{t/m}'$$

عند $f_c = 40 \ \text{kg/cm}^2, \quad f_s = 1200 \ \text{kg/cm}^2, \quad K_1 = 0.41, \quad K_2 = 1070$

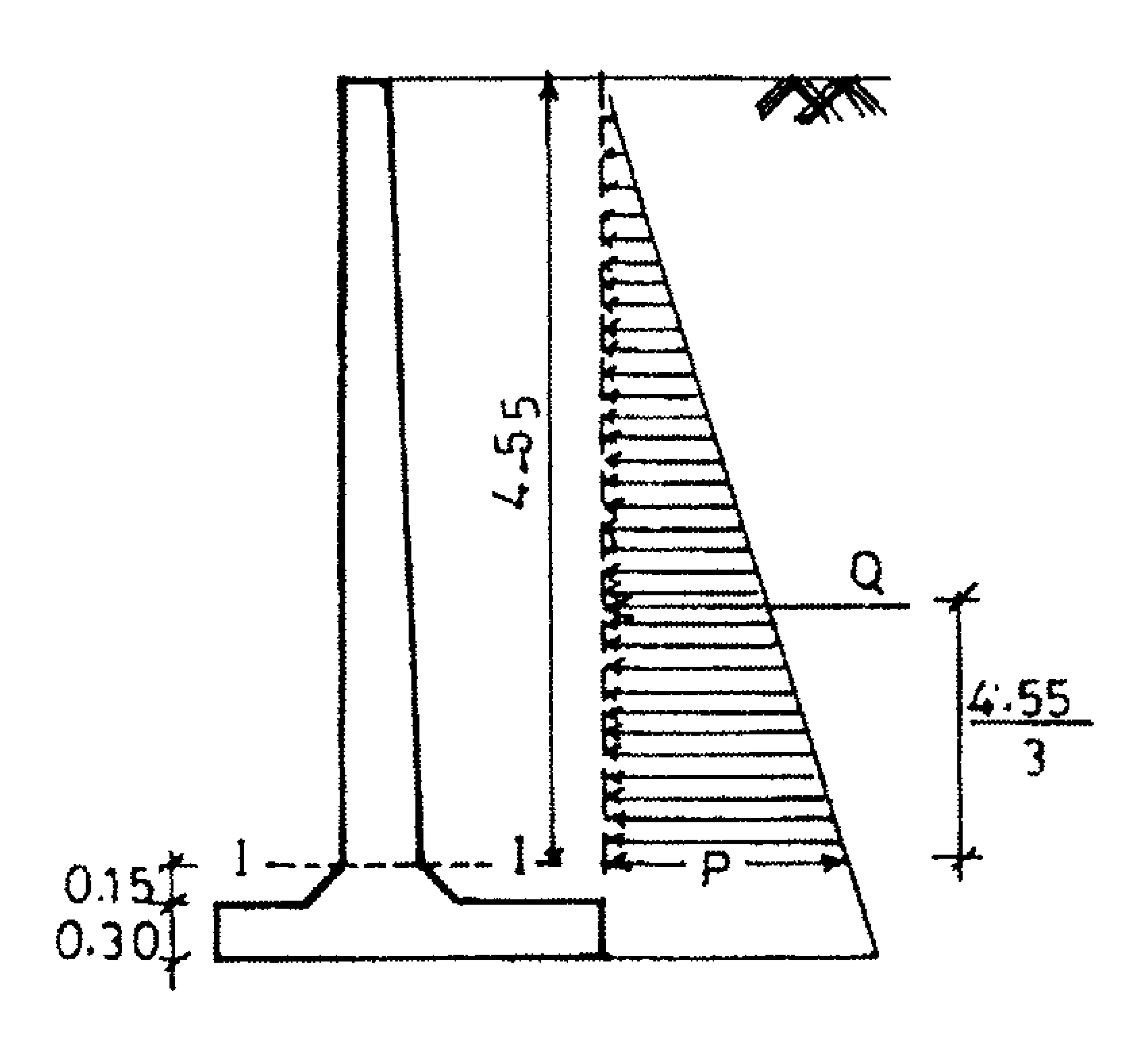
فإن $d = 0.41\sqrt{\frac{9.31 \times 10^5}{100}} = 39.6 \ \text{cm} \approx 40 \ \text{cm},$

$$t = d + 5 = 40 + 5 = 45 \ \text{cm},$$

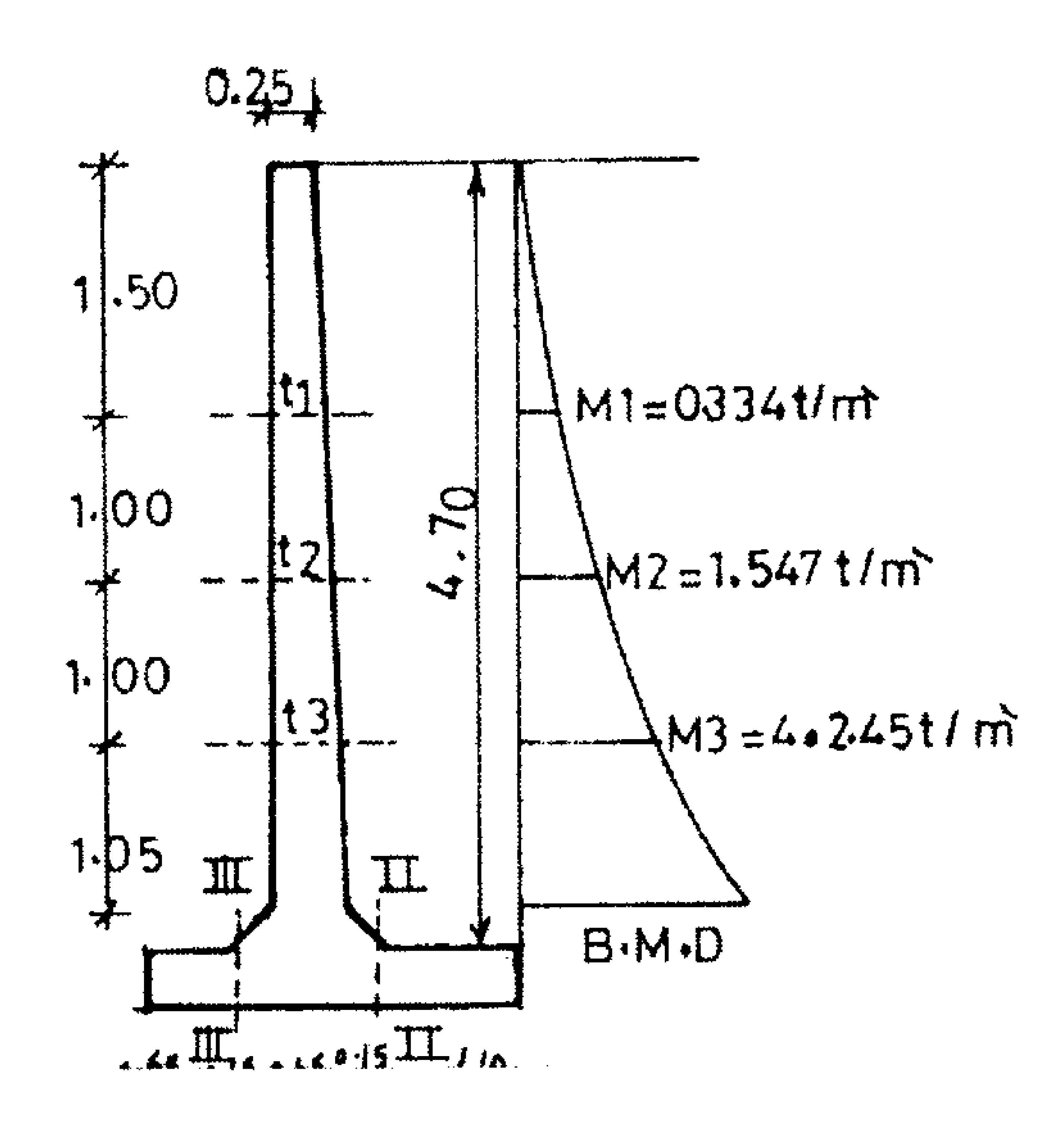
$$A_s = \frac{M}{K_2 d} = \frac{9.31 \times 10^5}{1070 \times 40} = 21.75 \ \text{cm}^2$$

نستخدم حديد تسليح $5\phi 16$ mm + $5\phi 19$ mm/m'.

لاستبدال حديد التسليح من صلب طري إلى صلب عالي المقاومة نضرب مساحة حديد التسليح في معامل يساوي 1.4/1.8 .



الشكل ٣-٧٣: القطاع الحرج في الجزء الرأسي من الحائط الكابولي



الشكل ٣-٧٤: قطاعات مختلفة تساعد على توفير مساحات حديد التسليح

$$t_1 = 0.25 + \frac{0.2}{4.55} \times 1.5 = 0.316 \text{ m} \qquad \therefore \quad d_1 = 31.6 - 5 = 26.6 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0.25 + \frac{0.2}{4.55} \times 2.5 = 0.360 \text{ m} \qquad \therefore \quad d_2 = 36.0 - 5 = 31.0 \text{ cm}$$

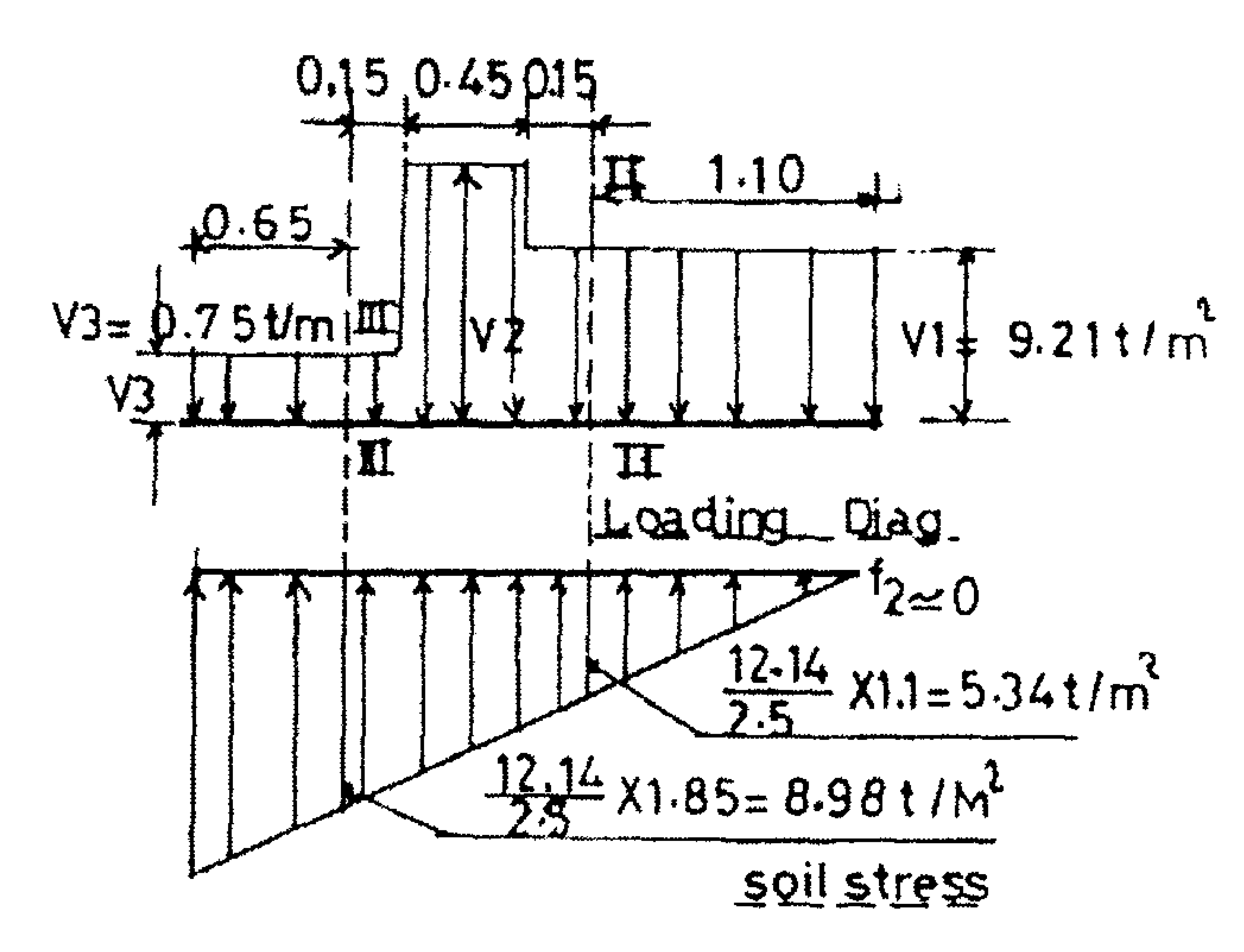
$$t_3 = 0.25 + \frac{0.2}{4.55} \times 3.5 = 0.400 \text{ m} \qquad \therefore \quad d_3 = 40.0 - 5 = 35.0 \text{ cm}$$

الجدول ٣-١٣: حساب حديد التسليح في القطاعات المختارة السابقة

Sec.	Moment (t.m)	d (cm)	A_s (cm^2)	Use
3	4.245	35.0	11.335	$5\phi16+5\phi19$ mm/m\
2	1.547	31.0	4.664	$5\phi16$ mm/m\
1	0.334	26.6	1.173	$5\phi16$ mm/m\

لتحويل حديد التسليح من حديد صلب طري إلى حديد صلب عالي المقاومة نضرب مساحة حديد التسليح في معامل يساوي 1.4/1.8 .

شكل توزيع الإجهادات على القاعدة الأفقية (من أعلى ومن أسفل)



الشكل ٣-٧٥: شكل الأحمال أعلى قاعدة الحائط وشكل الإجهاد أسفل القاعدة

حساب القوى الرأسية

$$V_1 = 1.8\times4.7+2.5\times0.3 = 9.21\ \text{t/m}^2$$

$$V_2 = 2.5\times5.0 = 12.5\ \text{t/m}^2$$

$$V_3 = 2.5\times0.3 = 0.75\ \text{t/m}^2$$

حساب القوى الأفقية والعمودية

$$Q_{\text{II-II}} = 9.21\times1.1-\frac{1}{2}\times5.34\times1.1 = 7.194\ \text{t}$$

$$N_{\text{II-II}} = \frac{9.21\times\overline{1.1}^2}{2}-\frac{1}{2}\times5.34\times\frac{\overline{1.1}^2}{3} = 4.495\ \text{t.m}$$

$$d_{II} = 0.41\sqrt{\frac{4.495\times10^5}{100}} = 27.5\text{ cm}$$

حساب حديد التسليح

$$A_{s_{II}} = \frac{4.495\times10^5}{1070\times30} = 14.0\text{ cm}^2 \qquad (5\phi19\text{ mm/m}^\backprime)$$

$$q = \frac{Q}{\beta d b} = \frac{7.194\times10^3}{0.87\times30\times100} = 2.756\text{ kg/cm}^2 < 16\text{ kg/cm}^2$$ (آمان)

$$Q_{III-III} = \left(\frac{8.98+12.14}{2} - 0.75\right)\times0.65 = 6.376\text{ t}$$

$$N_{III-III} = \left(\frac{8.98+12.14}{2} - 0.75\right)\times\frac{\overline{0.65}^2}{2} = 2.07\text{ t.m}$$

$$d_{III} = 30\text{ cm}$$

$$\therefore\quad A_{s_{III}} = \frac{2.07\times10^5}{1070\times30} = 6.45\text{ cm}^2$$

الحد الأدنى لمساحة حديد التسليح $= 0.4\% A_c$

إذًا نستخدم حديد تسليح $5\phi19\text{ mm/m}^\backprime$.

١٠-٣ الحائط الساند ذو الدعامات الخلفية Counterfort Walls

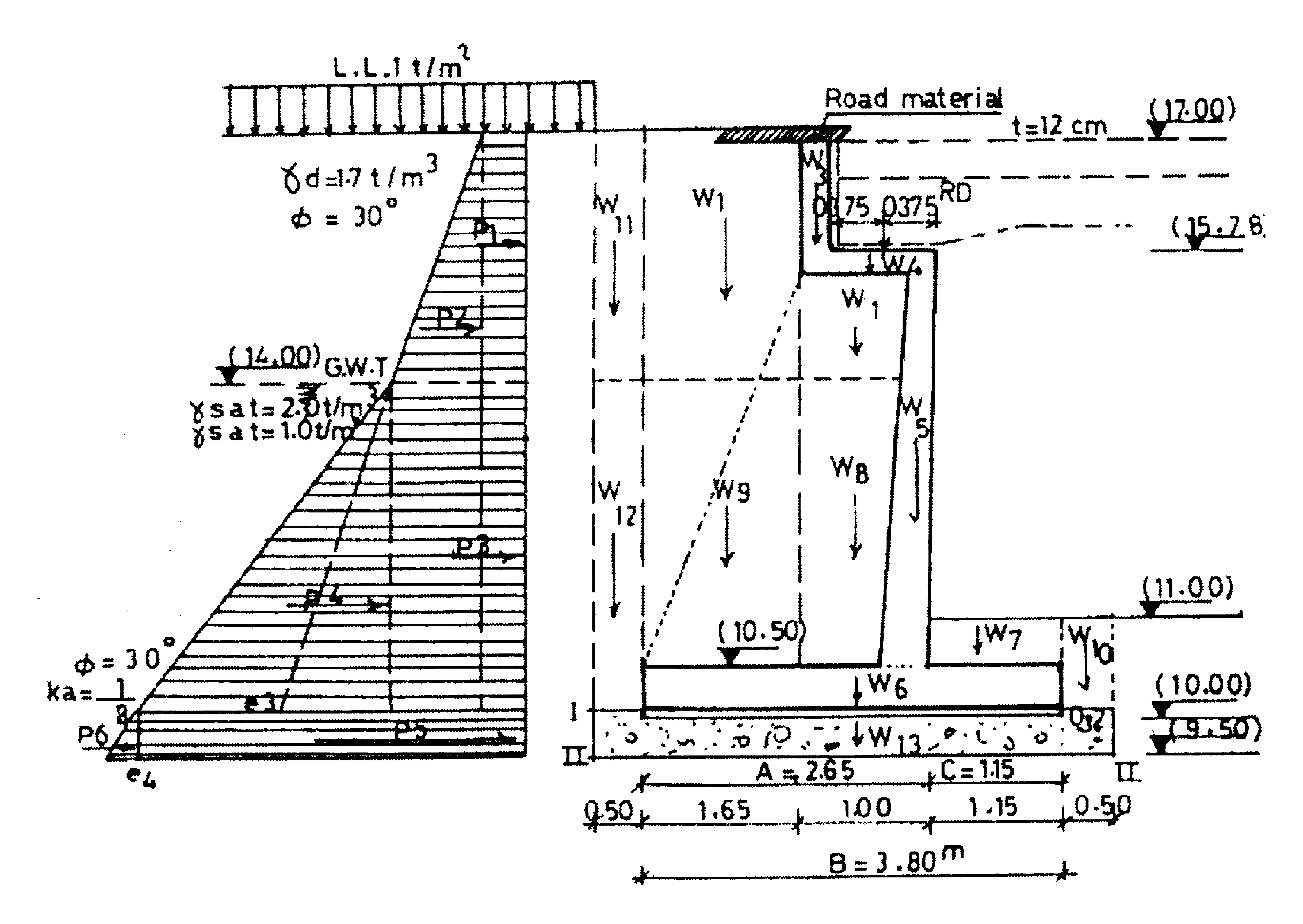
إن ملاحظة الحائط في حالة الحوائط الساندة ذات الدعامات الخلفية تمر عبر بحور spans أفقية بين الدعامات الخلفية ما عدا طول 1 m بين الجزء السفلي الذي يكون عبارة عن كابولي من بلاطة القاعدة. إن الدعامات الخلفية يمكن تصميمها كأنها كمرة حرف T ذات قطاع مسلوب tapering، وعادة ما تكون المسافات بين الدعامات الخلفية تساوي من 1/3 إلى 1/2 ارتفاع الحائط الساند.

إن قاعدة الحائط ذات الدعامات الخلفية يجب أن تكون مربوطة جيدًا مع بلاطة القاعدة. إن القاعدة الأفقية للحائط تعمل كأنها كمرة أفقية تعمل عمل الردم الخلفي وتمر وترتكز ما بين الدعامات أو من الكمرة الخلفية إلى الكمرة الأمامية.

إن الدعامات الخلفية تنقل ضغوط التحميل العالية إلى الأرض الطبيعية عند النهايات الأمامية وربما تحتاج إلى أساسات خازوقية أو كمرة أفقية قوية لتوزيع الضغط على مقدمة الحائط.

مثـال ٣ـ٧

إن المثال المقترح هنا في الحقيقة عبارة عن كتف لكوبري من الخرسانة المسلحة يعبر إحدى القنوات المائية. إن القطاع العرض للكوبري موضح بالشكل ٣-٧٦.



الشكل ٣-٧٦: أنواع القوى المختلفة الساندة على الحائط

(أ) أبعاد القاعدة

- الارتفاع الكلي للحائط $= 5.28 + 1.10 = 6.38\ m$
- المسافة بين الدعامات تتراوح بين $\frac{1}{3}$ إلى $\frac{1}{2}$ الارتفاع.
- ارتفاع الدعامة ما بين 1.67 إلى 2.51 m. نستخدم $S = 2.5\ m$.
- عرض القاعدة يساوي من 0.4 إلى 0.65 الارتفاع الكلي للحائط.

بأخذ
$$B = 3.80\ m$$

فإن
$$A = 0.7B = 2.65\ m, \qquad C = 0.3B = 1.15\ m$$

(ب) حسابات الاتزان

القوى الرأسية لوحدة الطول

$$w_1 = 1.65\times3.0\times1.7 = 8.415\ \text{t}$$
$$w_2 = 0.75\times1.53\times1.7 = 1.910\ \text{t}$$
$$w_3 = 0.25\times1.10\times2.5 = 0.688\ \text{t}$$
$$w_4 = 1.00\times0.20\times2.5 = 0.500\ \text{t}$$
$$w_5 = 0.25\times5.08\times2.5 = 3.175\ \text{t}$$
$$w_6 = 3.80\times0.50\times2.5 = 4.750\ \text{t}$$
$$w_7 = 1.15\times0.50\times2.0 = 1.150\ \text{t}$$
$$w_8 = 0.75\times3.5\times2.0 = 5.250\ \text{t}$$
$$w_9 = 1.65\times3.5\times2.0 = 11.550\ \text{t}$$
$$w_{10} = 0.50\times1.0\times2.0 = 1.0\ \text{t}$$
$$w_{11} = 0.50\times3.0\times1.7 = 2.550\ \text{t}$$
$$w_{12} = 0.50\times4.0\times2.0 = 4.0\ \text{t}$$
$$w_{13} = 4.8\times0.50\times2.2 = 5.280\ \text{t}$$
$$R_D = \frac{5\times7.564}{4\times1.825+0.3} = 5.20\ \text{t}$$

حيث $R_D =$ رد فعل الكوبري الناتج عن الحمل الميت.

القوى الأفقية لوحدة الطول

$$P_1 = e_1\times3.0, \quad e_1 = \frac{1}{3}\times1.0\ \text{t/m}^2 \quad \therefore\ P_1 = \frac{1}{3}\times1.0\times3.0 = 1.0\ \text{t}$$

$$P_2 = \frac{1}{2}e_2\times3.0, \quad e_2 = 1.7\times3.0\times\frac{1}{3} = 1.7\ \text{t/m}^2$$

$$\therefore\ P_2 = \frac{1}{2}\times1.7\times3.0 = 2.55\ \text{t}$$

$$P_3 = (e_1+e_2)\times4.00 = \left(\frac{1}{3}+1.7\right)\times4.00 = 8.133\ \text{t}$$

$$P_4 = \frac{1}{2}e_3\times4.00, \quad e_3 = 1.0\times4.0\times\frac{1}{3}\times4.0 = 5.333\ \text{t/m}^2$$

$$\therefore\ P_4 = \frac{1}{2}\times5.333\times4.0 = 10.660\ \text{t}$$

$$P_5 = (e_1+e_2+e_3)\times0.5 = \left(\frac{1}{3}+1.7+5.333\right)\times0.5 = 3.683\ \text{t}$$

$$P_6 = \frac{1}{2} e_4 \times 0.5, \qquad e_4 = 1.0 \times 0.5 \times \frac{1}{3} = 0.166 \ \text{t/m}^2$$

$$\therefore \quad P_6 = 0.166 \times 0.5 \times 0.5 = 0.0416 \ \text{t}$$

ملاحظة

لم نأخذ في الاعتبار ضغط التربة المقاوم نظرًا لأن عمق التربة عند القدم toe أقل من 1.5 m.

موضع المحصلة

الجدول ٣-١٤: جدول حسابات موضع المحصلة

Force (t)	Arm@ O_1 (m)	Moment@ O_1 (t.m)	Arm@ O_2 (m)	Moment@ O_2 (t.m)
$RD = 5.200$	1.525	7.930	2.025	10.530
$w_1 = 8.415$	2.975	25.035	3.475	29.242
$w_2 = 1.910$	1.775	3.390	2.275	5.300
$w_3 = 0.688$	2.025	1.393	2.525	1.737
$w_4 = 0.500$	1.650	0.825	2.150	1.075
$w_5 = 3.175$	1.275	4.048	1.775	5.635
$w_6 = 4.750$	1.900	9.025	2.400	11.400
$w_7 = 1.150$	6.575	0.661	1.075	1.236
$w_8 = 5.250$	1.775	9.319	2.275	11.943
$w_9 = 11.550$	2.975	34.361	3.475	40.136
$w_{10} = 1.000$	–	–	0.250	0.250
$w_{11} = 2.550$	–	–	4.550	11.603
$w_{12} = 4.000$	–	–	4.330	18.200
$w_{13} = 5.280$	–	–	2.400	12.670
$P_1 = -1.000$	5.500	−5.500	6.000	−6.000
$P_2 = -2.550$	5.000	−14.025	5.500	−14.025
$P_3 = -8.132$	2.000	−16.264	2.500	−20.330
$P_4 = -10.660$	1.330	−14.180	1.830	−14.508
$P_5 = -3.683$	–	–	6.250	−0.921
$P_6 = -0.0416$	–	–	0.166	−0.007

مقاومة الانقلاب

- مقاومة الانقلاب حول النقطة O_1:

$$S.M = 95.987 \text{ t.m}, \qquad O.M = 49.969 \text{ t.m}$$

$$F.O.S = \frac{S.M}{O.M} = \frac{95.987}{49.969} = 1.92 \approx 2.0$$

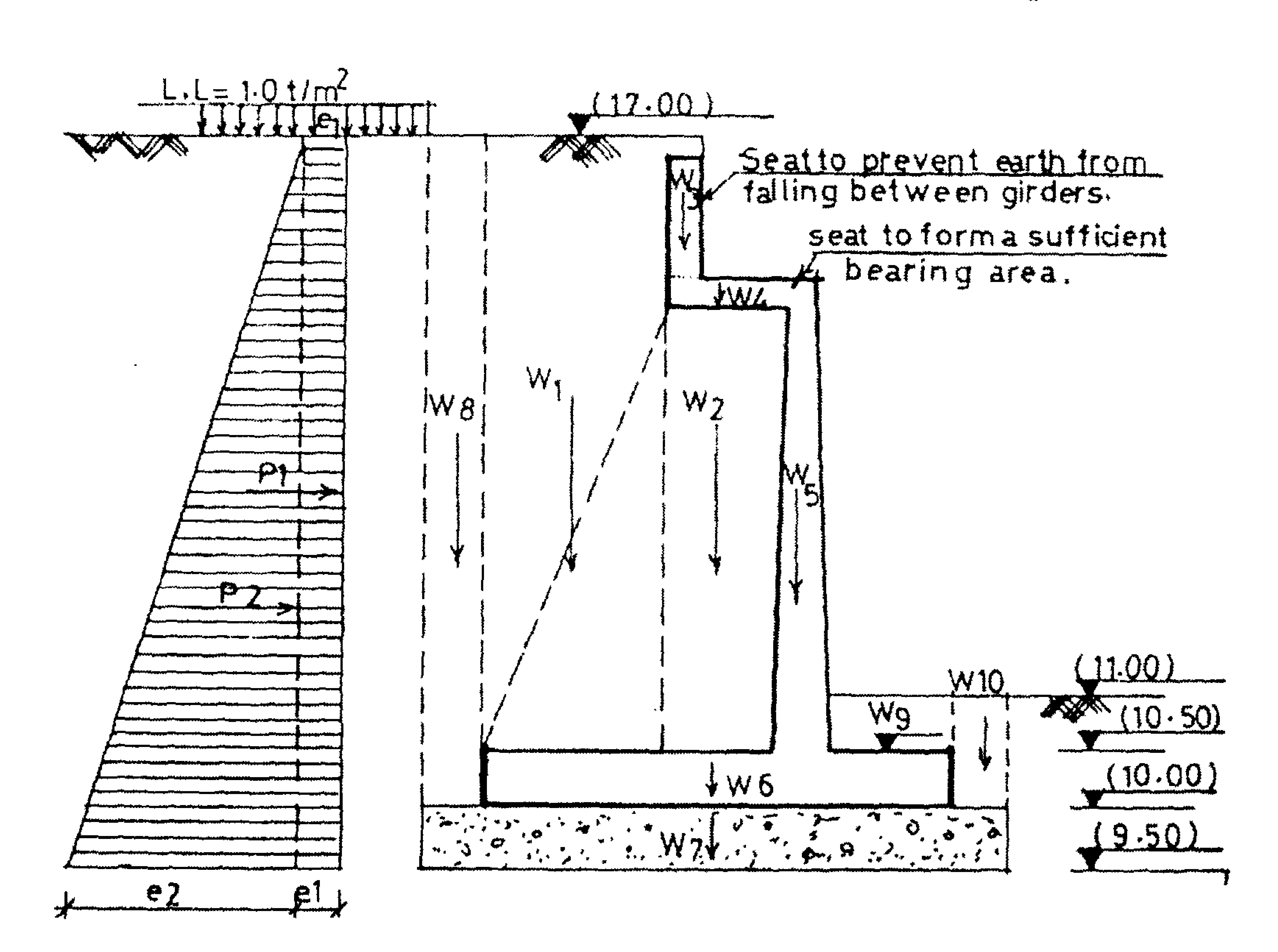
- مقاومة الانقلاب حول النقطة O_2:

$$S.M = 160.957 \text{ t.m}, \qquad O.M = 60.791 \text{ t.m}$$

$$F.O.S = \frac{S.M}{O.M} = \frac{160.957}{60.791} = 2.65 > 2.0$$

مقاومة التزحلق

إن الحالة الواجب اعتبارها هي التي تكون فورًا بعد تشييد الحائط وقبل إنشاء الكوبري نفسه. إن الضغط العرضي نتيجة المياه الجوفية سوف لا يتم أخذه في الاعتبار.



الشكل ٣-٧٧: بيان نوع التربة والقوى المحيطة بالحائط الساند المطلوب دراسته

♦ القوى الرأسية :

$$w_1 = 1.65 \times 6.50 \times 1.7 = 18.23 \text{ t}$$
$$w_2 = 0.75 \times 5.08 \times 1.7 = 6.48 \text{ t}$$
$$w_4 = 1.00 \times 0.2 \times 2.5 = 0.50 \text{ t}$$
$$w_5 = 0.25 \times 5.08 \times 2.5 = 3.175 \text{ t}$$
$$w_6 = 3.80 \times 0.50 \times 2.5 = 4.75 \text{ t}$$
$$w_7 = 4.8 \times 0.50 \times 2.2 = 5.28 \text{ t}$$
$$w_8 = 0.5 \times 1.7 \times 6.8 = 5.78 \text{ t}$$
$$w_9 = 1.15 \times 1.7 \times 0.5 = 0.9775 \text{ t}$$
$$w_{10} = 0.50 \times 1.0 \times 1.7 = 0.85 \text{ t}$$

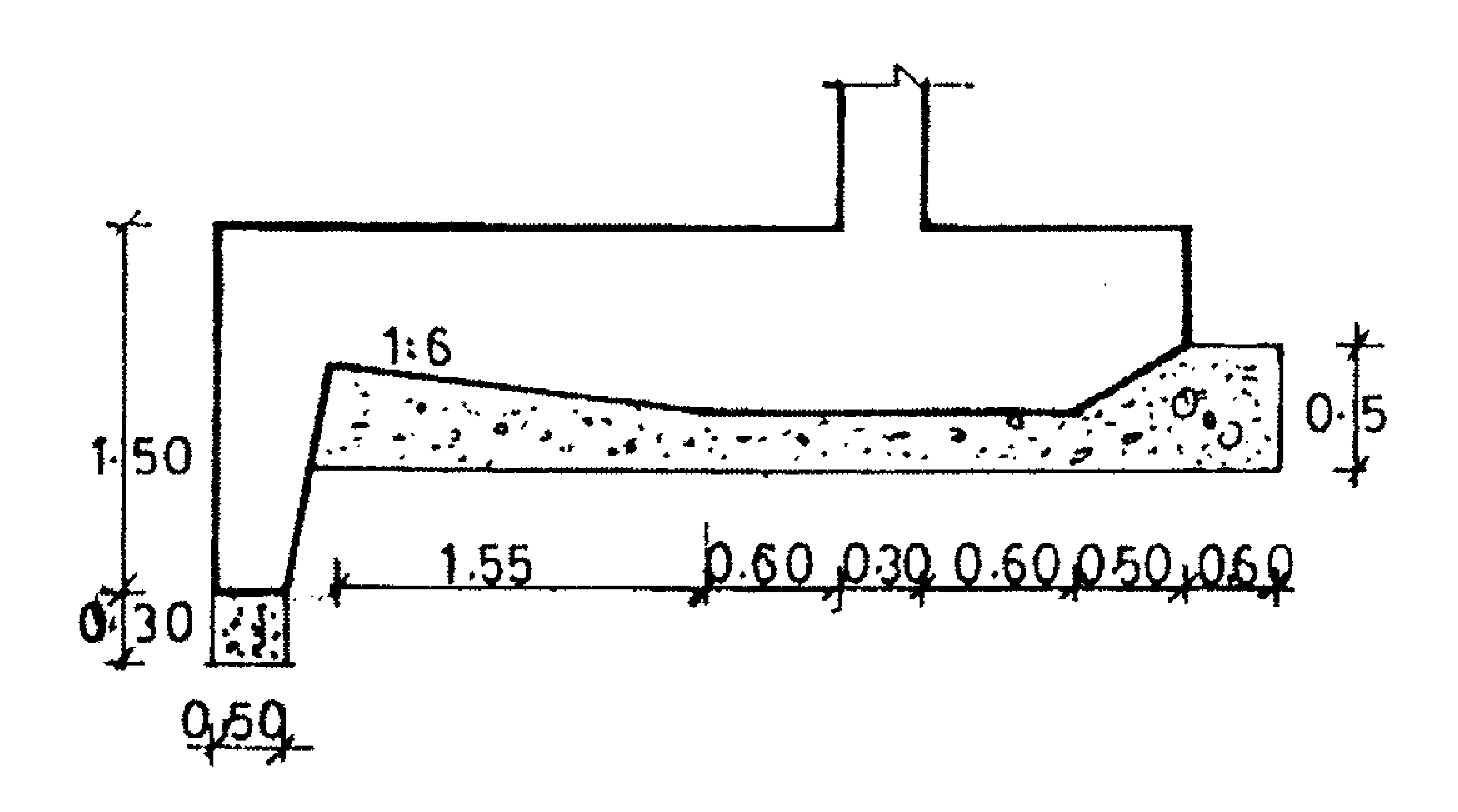
إجمالي القوى الرأسية : $\sum V = 46.71$

♦ القوى الأفقية :

$$e_1 = P_{L.L} K_a = 1 \times \frac{1}{3} = 0.333 \ \text{t/m}^2$$
$$e_2 = \gamma h K_a = 1.7 \times 7.5 \times \frac{1}{3} = 4.25 \ \text{t/m}^2$$
$$P_1 = \frac{1}{3} \times 7.5 = 2.5 \text{ t}, \qquad P_2 = \frac{1}{2} \times 4.25 \times 7.5 = 15.937$$

إجمالي القوى الأفقية : $\sum H = 18.437$

$$F.O.S = \frac{\mu \sum V}{\sum H} = \frac{0.5 \times 46.71}{18.427} = 1.266 < 2.0$$



الشكل ٣-٧٨

للآمان ضد التزحلق، يمكن أن نستخدم مفتاح نشيده أمام القدم الأفقية للحائط، ويكون أسفل قاع البلاطة الخرسانية المسلحة مع إمكانية وضع طبقة من الخرسانة العادية أسفل الخرسانة المسلحة لحمايتها من أي مواد كيماوية عالقة بالتربة (انظر الشكل ٣-٧٨).

ضغط التحميل

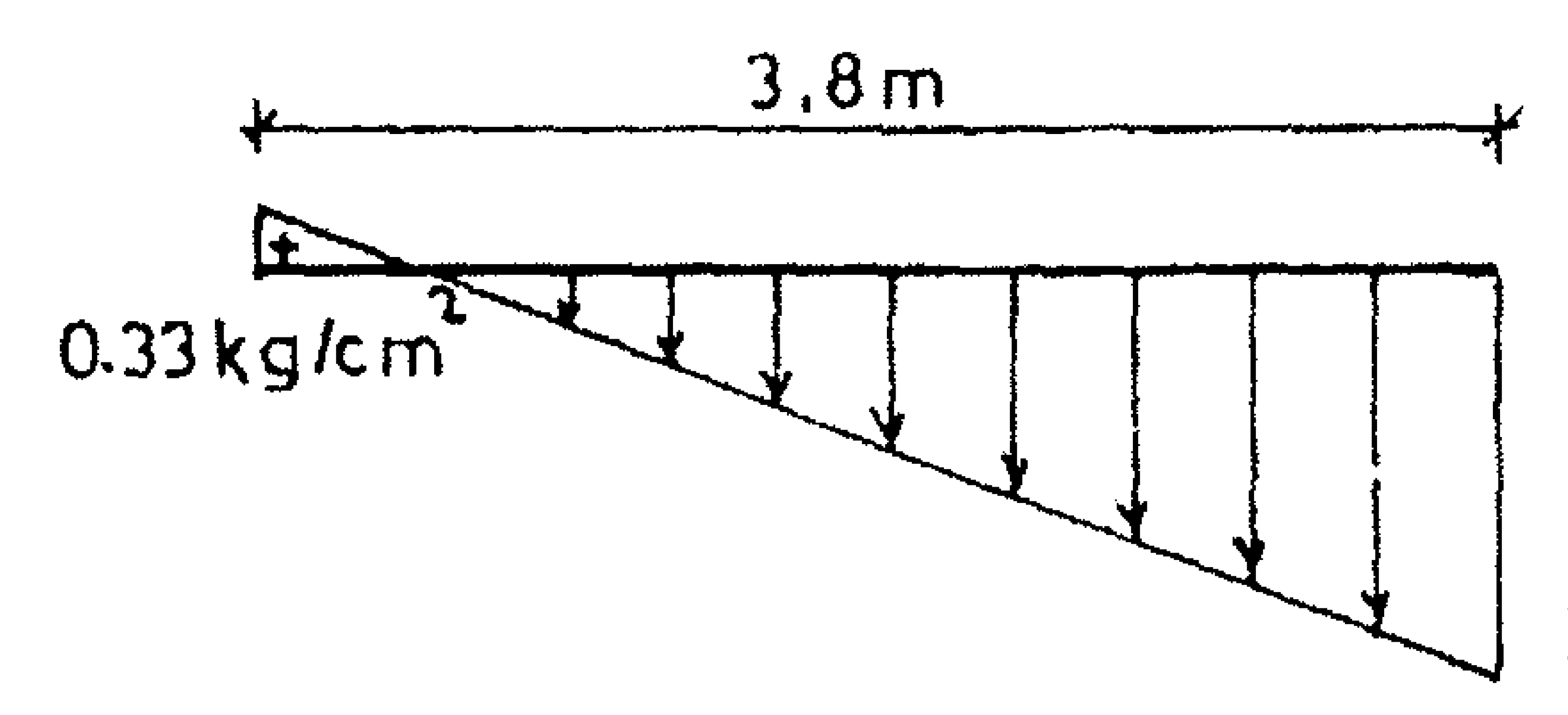
على قاعدة خرسانة عادية

إجمالي القوى الرأسية: $\sum V = \sum_{i=1}^{i=9} w_i + R_D = 42.588\ \text{t}$

O_1 إجمالي العزوم حول النقطة $= 46.04\ \text{t.m}$

$$X = \frac{46.04}{42.588} = 1.08\ \text{m}, \qquad e = \frac{3.8}{2} - 1.08 = 0.82\ \text{m}$$

$$f_{\frac{1}{2}} = -\frac{42.588}{3.8}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.82}{3.8}\right) = \begin{matrix} -25.72\ \text{t/m}^2 = -2.572\ \text{kg/cm}^2 \\ 3.30\ \text{t/m}^2 = 0.330\ \text{kg/cm}^2 < 0.5 \end{matrix}$$



الشكل ٣-٧٩: توزيع ضغط التربة على قاعدة خرسانة عادية

على تربة الأساس

إجمالي القوى الرأسية: $\sum V = \sum_{i=1}^{i=13} w_i + R_D = 55.418\ \text{t}$

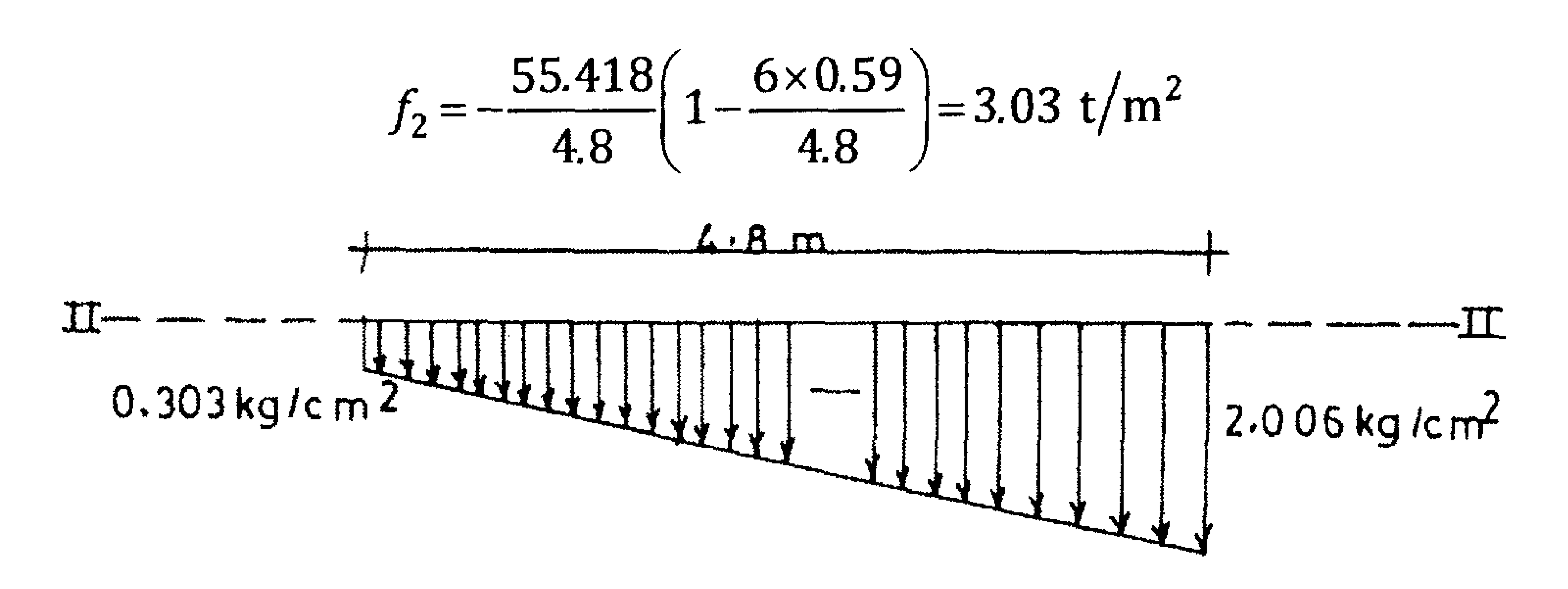
O_2 إجمالي العزوم حول النقطة $= 100.164\ \text{t.m}$

$$X = \frac{100.164}{55.418} = 1.81\ \text{m}, \qquad e = \frac{4.8}{2} - 1.81 = 0.59\ \text{m}$$

$$f_1 = -\frac{55.418}{4.8}\left(1 + \frac{6 \times 0.59}{4.8}\right) = -20.06\ \text{t/m}^2 = -2.006\ \text{kg/cm}^2$$

في حدود المسموح به.

$$f_2 = -\frac{55.418}{4.8}\left(1 - \frac{6\times0.59}{4.8}\right) = 3.03\ t/m^2$$



الشكل ٣-٨٠: توزيع ضغط التحميل على تربة الأساسات

تأثير ضغط الطفو العلوي على القاعدة الخرسانة المسلحة

Water pressure on
pi.conc.base
0.45 kg/cm2
0.15 kg/cm2
4.8 m
Bearing pressure
on foundation soil
0.303 kg/cm2
2.006 kg/cm2
0.147 kg/cm2
Net bearing pressure on soil
1.856 kg/cm2

الشكل ٣-٨١: أشكال توزيع الضغوط المختلفة على القاعدة

(ج) التصميم

إن البلاطة يجب أن ترتبط بالدعامة الخلفية بواسطة حديد تسليح للتربة مترابط جيدًا ذو قطاعات كافية لنقل كل ضغط التربة من البلاطة إلى الدعامة الخلفية. وعلى العموم فإن الجزء العلوي من بلاطة الحائط تمتد عبر بحر لشرائح ذات عمق 1 m تتحمل ضغطًا منتظم التوزيع مكافئًا لعمق الشريحة أسفل السطح. إن الجزء السفلي من بلاطة الحائط إذا كان مصبوبًا في وقت واحد مع قاعدة البلاطة فإنه يجب أن يتم تصميمه على أنه كابولي من القاعدة ويمتد عبر بحر ما بين الدعامات الخلفية مثل البلاطة العلوية من الحائط المشروحة سابقًا.

إن تصميم بلاطة الجزء الأفقي الخلفي (الكبير) من الحائط heel يتم على أساس كونه بلاطة مستمرة أفقية ذات بحر S مرتكز على الدعامات الخلفية. إن الحمل على بحر القدم الأفقية معطى من الفرق بين رد فعل إجهاد تحمل التربة وشكل التحميل لأسفل.

إن تصميم الجزء الأفقي الأصغر toe للقاعدة يكون بنفس الطريقة مثل الحائط الكابولي. إنه من المهم أن يكون القدم الأفقي الصغير أن يتم فحصه ضد إجهادات القص عند القطاع المأخوذ عند الوجه الأمامي من الحائط البلاطة الرأسي stem مع أحمال وزن الردم أعلاه. وحيث أن الدعامة الخلفية تعمل كأنها شداد بين الحائط الرأسي والبلاطة الأفقية الكبيرة فإنه من المفترض أنها تمنع الحائط الرأسي من الانقلاب.

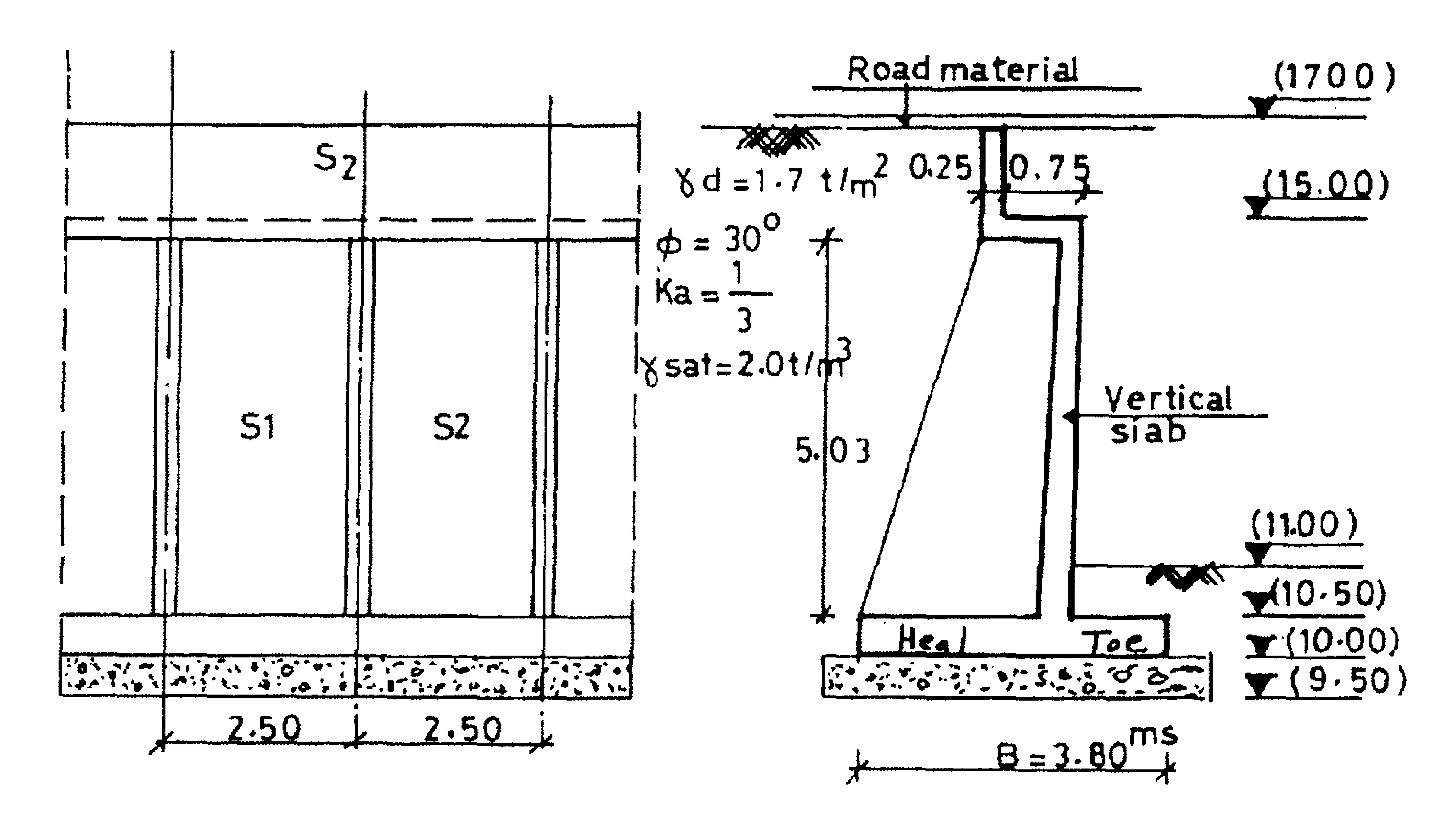
إن عزم الانقلاب للبلاطة الرأسية يتم حسابه مثل حساب الحائط الكابولي ولكن على أساس بحر S. إن عزم المقاومة يغطى بواسطة حديد تسليح على طول الوجه الخلفي من الدعامة الخلفية. وحيث إن كلاً من البلاطة الرأسية والأفقية الكبيرة تحاولان أن تنفصلا عن الدعامة الخلفية فإنه من الضروري أن يكون كل من حديد التسليح الأفقي والرأسي موجودين داخل الدعامة الخلفية لتربيط كل من البلاطتين مع هذه الدعامة الخلفية.

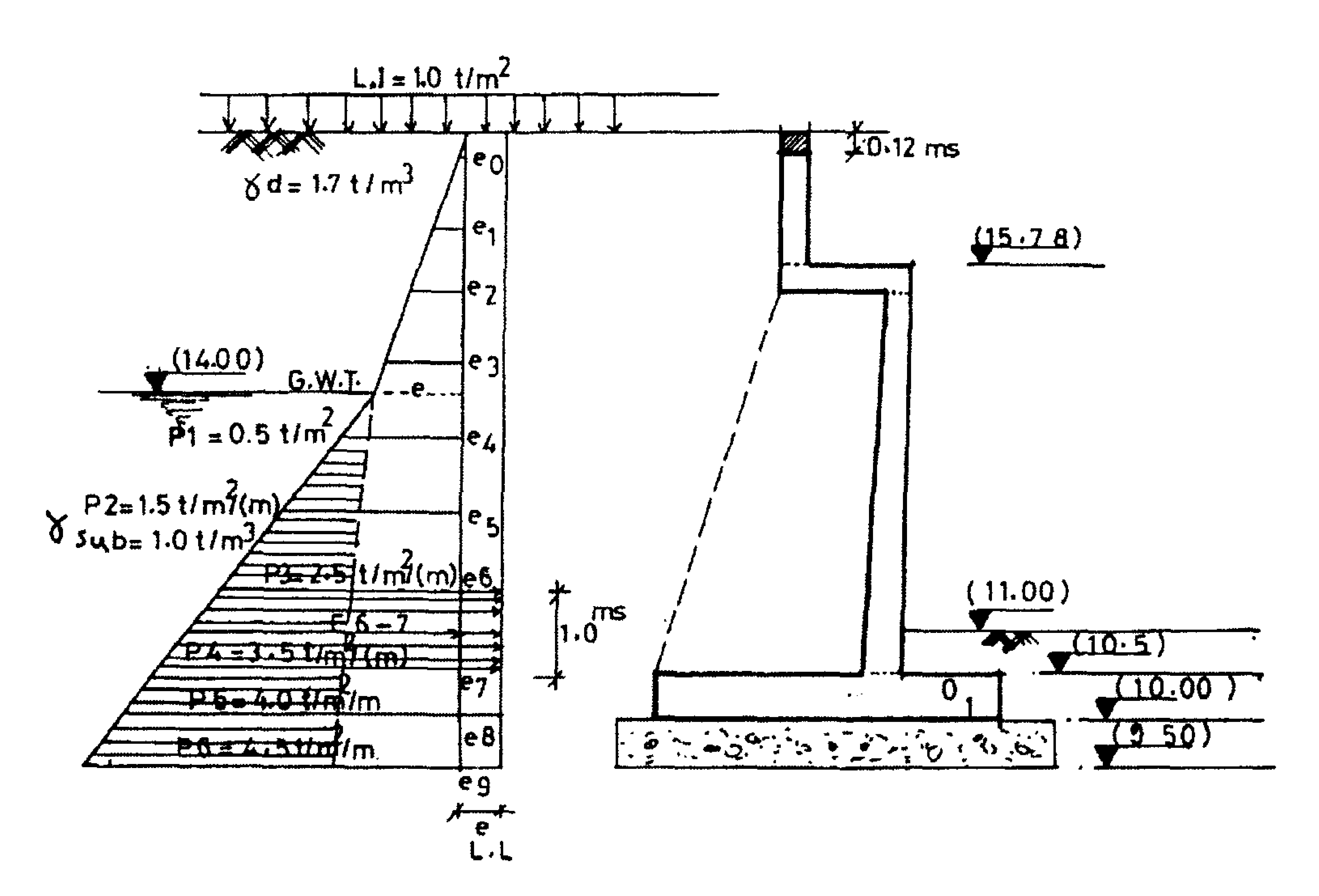
إن كمية حديد التسليح هذه المطلوبة لهذا الغرض يجب أن يتم الحصول عليها مباشرة من كمية رد فعل هذه البلاطات الأفقية الرأسية نتيجة ضغوط ردم التراب على أساس أن هذه البلاطات مستمرة التحميل فوق الدعامات الخلفية.

$$r=\frac{14.78-9.50}{2.5}=2.11>2 \quad \text{(آمان)}$$

$$e_0=0.12\times1.7\times\frac{1}{3}=0.068\ \text{t/m}^2/\text{m}'$$

$$e_1=0.735\times1.7\times\frac{1}{3}=0.3675\ \text{t/m}^2/\text{m}'$$





الشكل ٣-٨٢: قطاعات وواجهة وأشكال الضغوط العرضية وأنواع التربة حول الحائط الساند

$$e_2 = 1.47 \times 1.7 \times \frac{1}{3} = 0.833 \ \text{t/m}^2/\text{m}'$$

$$e_3 = 2.50 \times 1.7 \times \frac{1}{3} = 1.417 \ \text{t/m}^2/\text{m}'$$

$$e=3.0\times1.7\times\frac{1}{3}=1.70\ \text{t/m}^2/\text{m}^\backslash$$

$$e_4=1.7+0.5\times1.0\times\frac{1}{3}=1.867\ \text{t/m}^2/\text{m}^\backslash$$

$$e_5=1.867+1.0\times1.0\times\frac{1}{3}=2.200\ \text{t/m}^2/\text{m}^\backslash$$

$$e_6=2.20+1.0\times1.0\times\frac{1}{3}=2.533\ \text{t/m}^2/\text{m}^\backslash$$

$$e_7=2.533+1.0\times1.0\times\frac{1}{3}=2.866\ \text{t/m}^2/\text{m}^\backslash$$

$$e_8=2.866+0.5\times1.0\times\frac{1}{3}=3.033\ \text{t/m}^2/\text{m}^\backslash$$

$$e_9=3.033+0.5\times1.0\times\frac{1}{3}=3.200\ \text{t/m}^2/\text{m}^\backslash$$

إن البلاطة الرأسية سوف يتم تقسيمها إلى شرائح كل منها ذات عرض 1 m.

الشريحة الأولى

$$E_{6-7}=\frac{e_6+e_7}{2}+e_{L.L}+\frac{P_3+P_4}{2}\times1.0=\frac{2.533+2.866}{2}+\frac{1}{3}+\frac{2.5+3.5}{2}$$

$$=6.033\ \text{t/m}^\backslash$$

$$\therefore\quad M=\frac{6.033\times\overline{2.5}^2}{12}=3.143\ \text{t.m}$$

عند $f_c=40\ \text{kg/cm}^2,\quad f_s=1200\ \text{kg/cm}^2,\quad K_1=0.411,\quad K_2=1070$

$$\therefore\quad d=0.411\sqrt{\frac{3.143\times10^5}{100}}=23.04\ \text{cm}$$

نأخذ $t=35\ \text{cm},\quad d=30\ \text{cm}$

$$A_s=\frac{3.143\times10^5}{1070\times30}=9.79\ \text{cm}^2\qquad(8\phi13\ \text{mm/m}^\backslash)$$

الشريحة الثانية

$$E_{5-6}=\frac{2.20+2.533}{2}+\frac{1}{3}+\frac{1.5+2.5}{2}=4.699\ \text{t/m}^\backslash$$

$$M=\frac{4.699\times\overline{2.5}^2}{12}=2.448\ \text{t.m}$$

$$A_s=\frac{2.448\times10^5}{1070\times30}=7.63\ cm^2 \qquad (6\phi13\ mm/m^{\backslash})$$

الشريحة الثالثة

$$E_{4-5}=\frac{1.867+2.2}{2}+\frac{1}{3}+\frac{0.5+1.5}{2}=3.367\ t/m^{\backslash}$$

$$M=\frac{3.367\times\overline{2.5}^2}{12}=1.756\ t.m$$

$$A_s=\frac{1.754\times10^5}{1070\times30}=5.46\ cm^2 \qquad (5\phi13\ mm/m^{\backslash})$$

الشريحة الرابعة

$$E_{3-4}=\frac{1.417+1.867}{2}+\frac{1}{3}+\frac{0.5+0}{2}=2.225\ t/m^{\backslash}$$

$$M=\frac{2.225\times\overline{2.5}^2}{12}=1.159\ t.m$$

$$A_s=\frac{1.159\times10^5}{1070\times30}=3.61\ cm^2 \qquad (5\phi10\ mm/m^{\backslash})$$

الشريحة الخامسة

$$E_{2-3}=\frac{0.833+1.417}{2}+\frac{1}{3}=1.458\ t/m^{\backslash}$$

$$M=\frac{1.458\times\overline{2.5}^2}{12}=0.759\ t.m$$

$$A_s=\frac{0.759\times10^5}{1070\times30}=2.36\ cm^2 \qquad (5\phi10\ mm/m^{\backslash})$$

بلاطة القعد نموذج S_2

الأحمال:

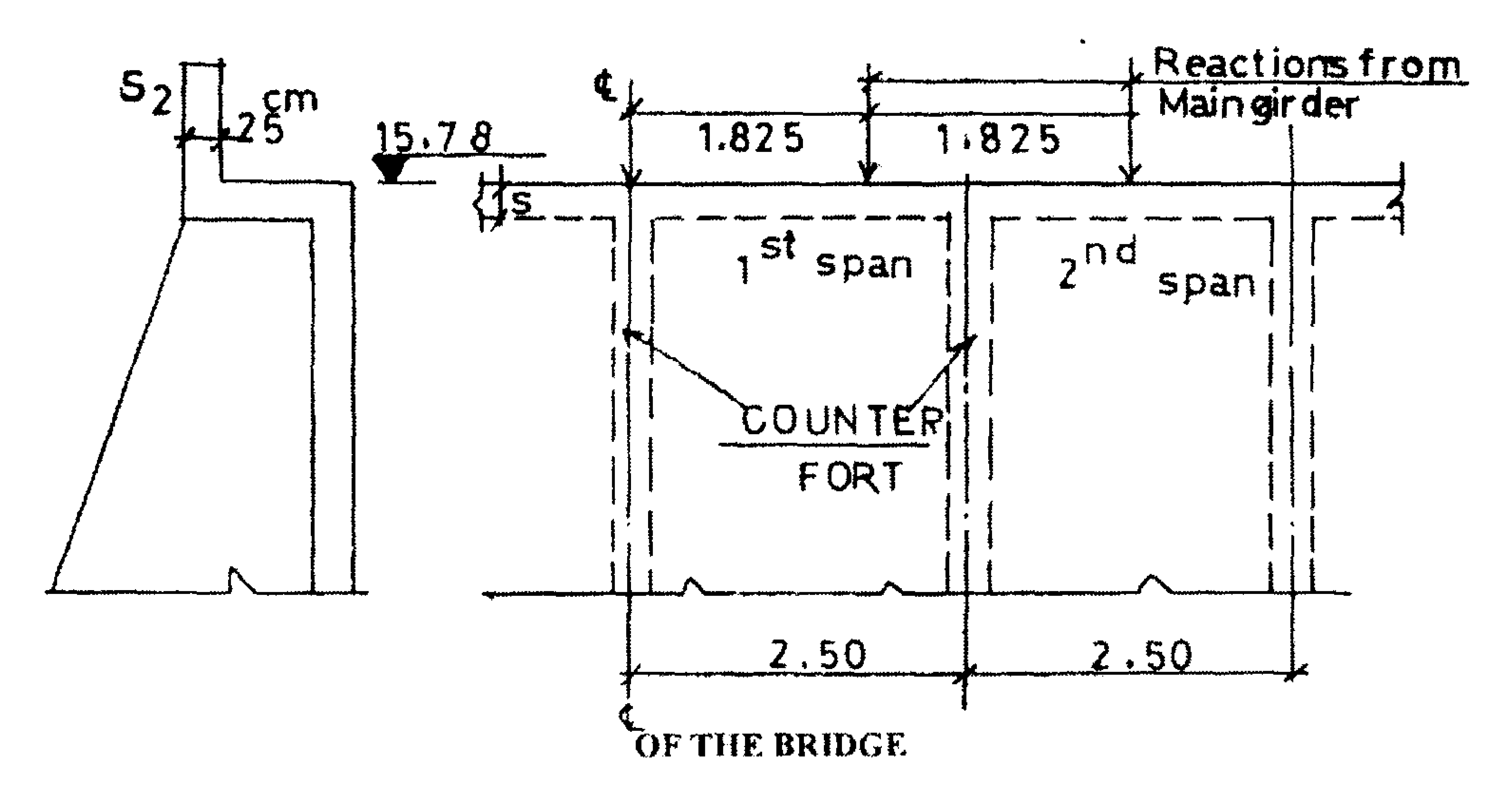
$$e_{av}=h_{av}\gamma K_a+e_{L.L}=\frac{16-14.53}{2}\times1.7\times\frac{1}{3}+\frac{1}{3}$$

$$=0.75\ t/m^2/m^{\backslash}$$

هذه البلاطة يمكن اعتبارها تعمل كأنها كابولي.

$$M=\frac{0.75\times\overline{1.47}^2}{2}=0.81\ t.m/cm$$

$$A_s = \frac{0.81 \times 10^5}{1070 \times 20} = 3.8 \text{ cm}^2 \qquad (5\phi 10 \text{ mm/m}')$$



الشكل ٣-٨٣: واجهة وقطاع جانبي لحائط ذو دعامات

إن ردود الأفعال القادمة من الكمرات الرئيسية تنتقل إلى الكابولي العمودية على البلاطة S_2 خلال بلاطة المقعد الأفقية، والتي تعمل بدورها كأنها كمرة ترتكز على الدعامات.

- بالنسبة للبحر الأول، يجب فحص إجهاد القص.
- وبالنسبة للبحر الثاني، يجب حساب أقصى عزم انحناء.

البحر الأول

$$S = 2.5 \text{ m}, \quad t = 15.88 - 14.53 = 1.35 \text{ m}, \quad d = 1.30 \text{ cm}, \quad b = 25 \text{ cm}$$

إن رد الفعل القادم من الكمرة الرئيسية يمكن أن تنتقل بالتساوي إلى البلاطة الرأسية S_2 وإلى جذع الحائط.

$$\text{أكبر رد فعل من الكمرة الرئيسية} = \frac{17.354}{2} = 8.677$$

$$Q_{\max.} = \frac{8.677 \times 1.825}{2.5} = 6.33 \text{ t}$$

$$q = \frac{6.33 \times 10^3}{0.889 \times 130 \times 25} = 2.19 \text{ kg/cm}^2 < 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

البحر الثاني

إن عزم الانحناء يجب أن يتم ضربه بالمعامل 0.8 نتيجة الاستمرارية في الكمرة.

$$M_{max.} = 8.677 \times \frac{1.15 \times 1.35}{2.5} \times 0.8 = 4.31 \text{ t.m}$$

عند $K_2 = 1070$ ، $K_1 = 0.411$ ، $f_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ، $f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore \quad d = 0.411\sqrt{\frac{4.31 \times 10^5}{25}} = 53.96 \text{ cm}$$

نأخذ

$$d = 130 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{4.31 \times 10^5}{1070 \times 130} = 3.10 \text{ cm}^2 \qquad (5\phi 13 \text{ mm/m}^\backslash)$$

$$A_s^\backslash = 2\phi 10 \text{ mm}$$

المقعد الارتكازي الأفقي

إن البلاطة الطرفية على شكل حرف L تنقل الحمل المحوري إلى الكمرة الرئيسية إلى المقعد الارتكازي الأفقي (الذي على شكل البلاطة slab)، ولذلك فإن البلاطة كلها يجب أن تُصمم على أنها وحدة واحدة ذات أبعاد كالتالي:

$$L = 2.50 \text{ m}, \qquad b = 0.75 \text{ m}$$

افترض أن:

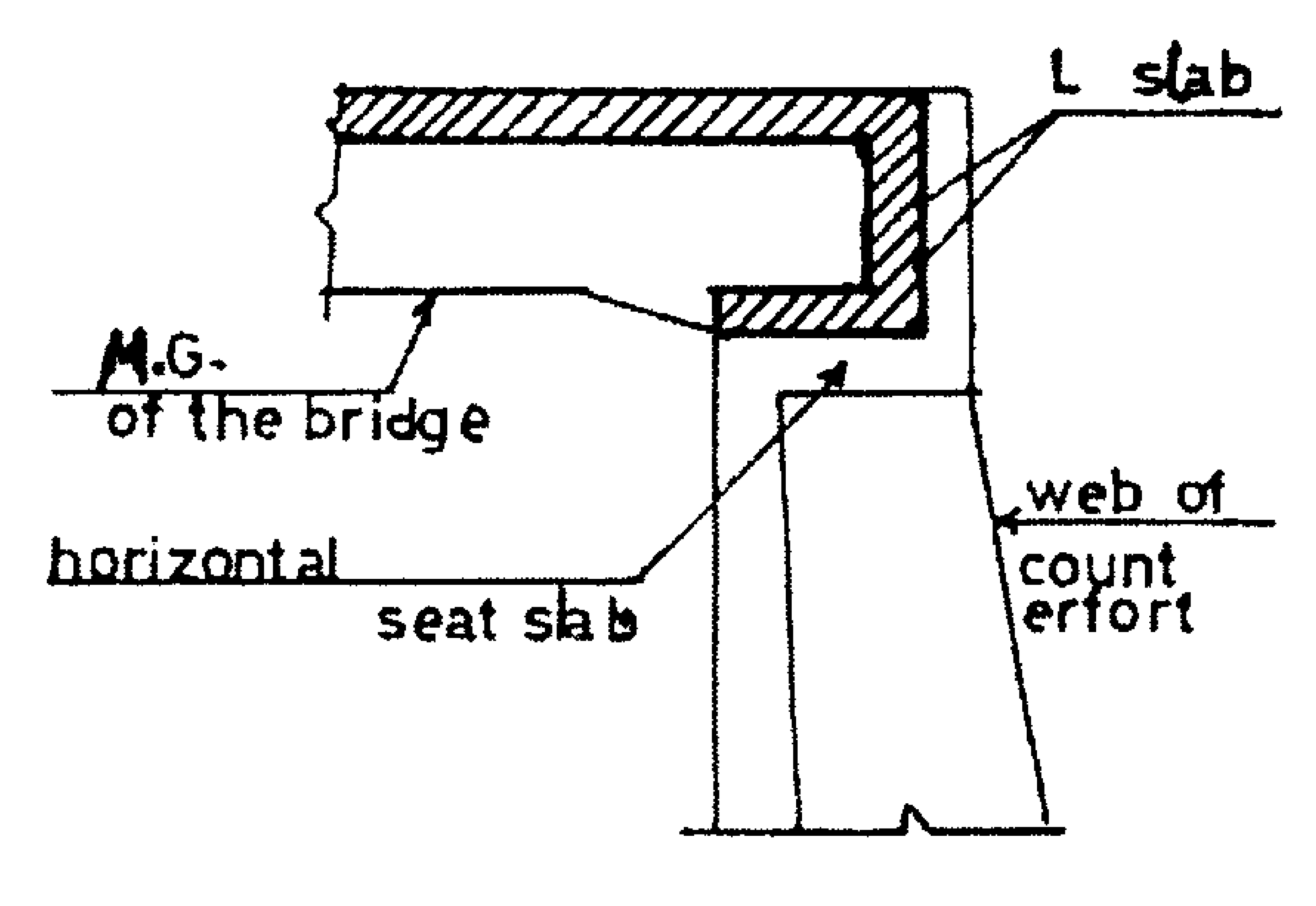
$$t = 25 \text{ cm}$$

$\therefore$ الوزن الذاتي $= 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$

$$\therefore \quad r = \frac{10}{0.75} > 2$$

إذًا نعتبر بلاطة ذات اتجاه واحد.

$$w_t = 11.57 + 0.625 = 12.195 \text{ t/m}^2$$



الشكل ٣-٨٤: بلاطة مقعد الارتكاز الأفقي

إذا كان ممكنًا أن نعتبر شريحة ذات عرض 1 m من البلاطة:

$$\therefore \quad M_{max.} = \frac{12.195 \times \overline{0.75}^2}{8} = 0.86 \text{ t.m}$$

عند $K_2 = 1070$، $K_1 = 0.411$، $f_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$، $f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore \quad d = 0.411\sqrt{\frac{0.86 \times 10^5}{100}} = 12 \text{ cm}$$

نأخذ $d = 15 \text{ cm}, \quad t = 20 \text{ cm}$

حساب حديد التسليح الرئيسي

$$A_s = \frac{0.36 \times 10^5}{1070 \times 15} = 5.4 \text{ cm}^2 \qquad (7\phi 10 \text{ mm/m}')$$

ونأخذ تسليح إضافي تحت كل كمرة رئيسية يساوي $5\phi 13$.

$$A_{s'} = 0.3 A_s \qquad (6\phi 8 \text{ mm/m}')$$

في حالة الرغبة في استبدال حديد التسليح العادي الطري بحديد تسليح عالي المقاومة، نقوم بضرب قيمة مساحة حديد التسليح العادي الطري في معامل يساوي 1.4/1.8، نحصل بعدها على مساحة حديد التسليح العالي المقاومة المكافئ لحديد التسليح العادي.

تصميم بلاطة القاعدة

تصميم القدم

توزيع الأحمال:

$$w = t\,\gamma_{R.C} = 0.5 \times 2.5 = 1.25 \text{ t/m}'$$

$$P_1 = \frac{W_7}{1.15} + w = \frac{1.15}{1.15} + 1.25 = 2.25 \text{ t/m}'$$

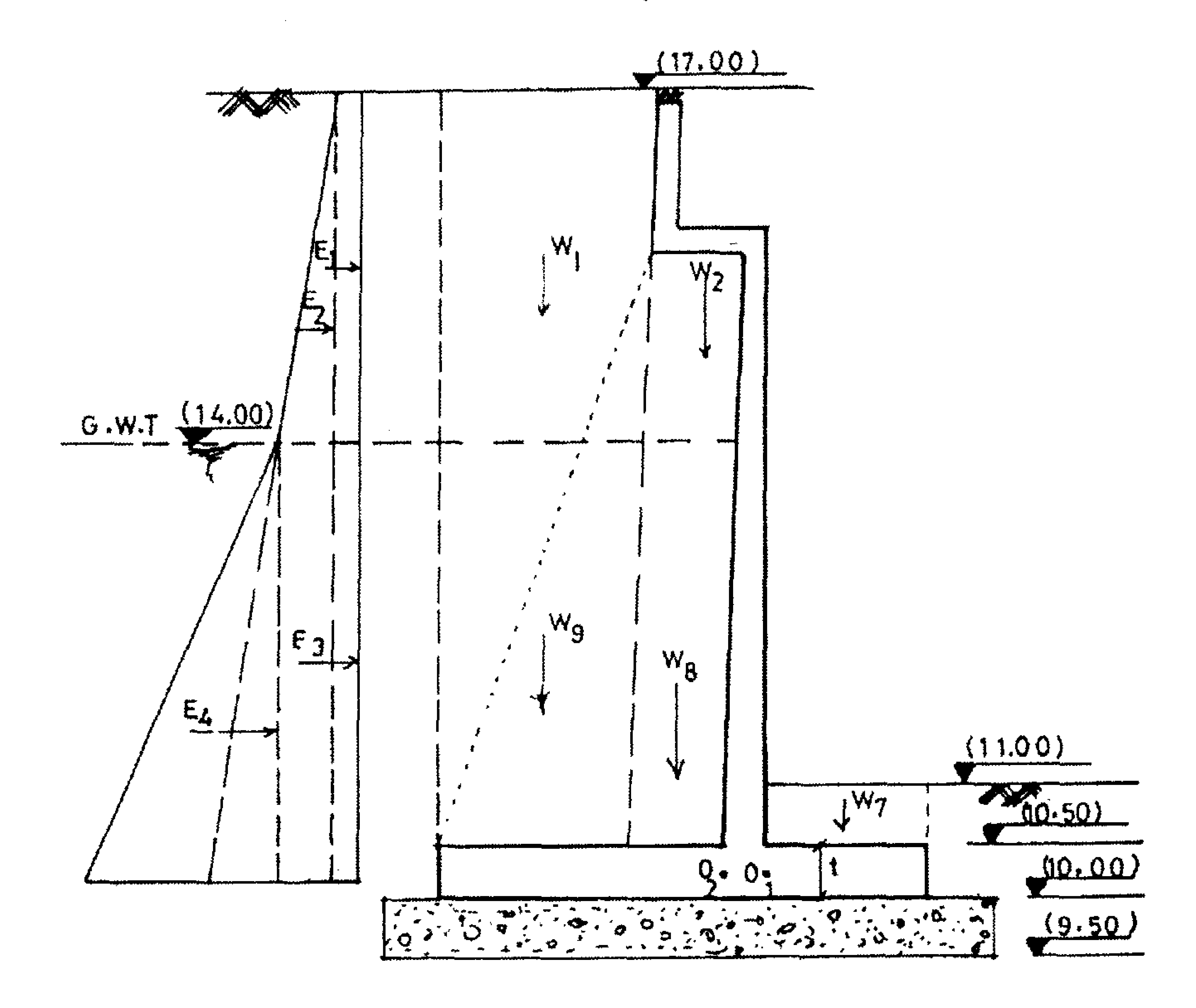
$$P_2 = \frac{W_2 + W_8}{0.65} + w = \frac{1.91 + 5.25}{0.65} + 1.25 = 12.26 \text{ t/m}'$$

$$P_3 = \frac{W_1 + W_9}{1.65} + w = \frac{8.415 + 11.55}{1.65} + 1.25 = 13.35 \text{ t/m}'$$

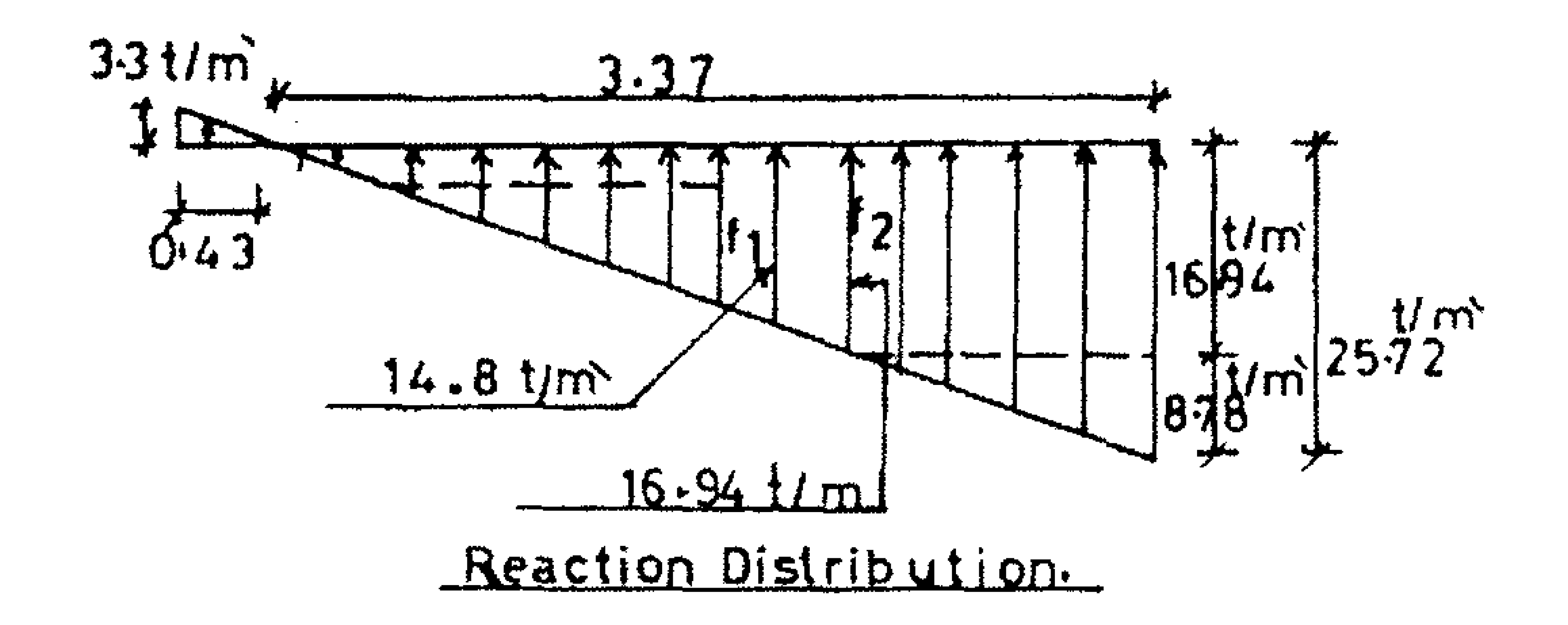
$$f_1 = 14.8 \text{ t/m}^2, \qquad f_2 = 16.94 \text{ t/m}^2$$

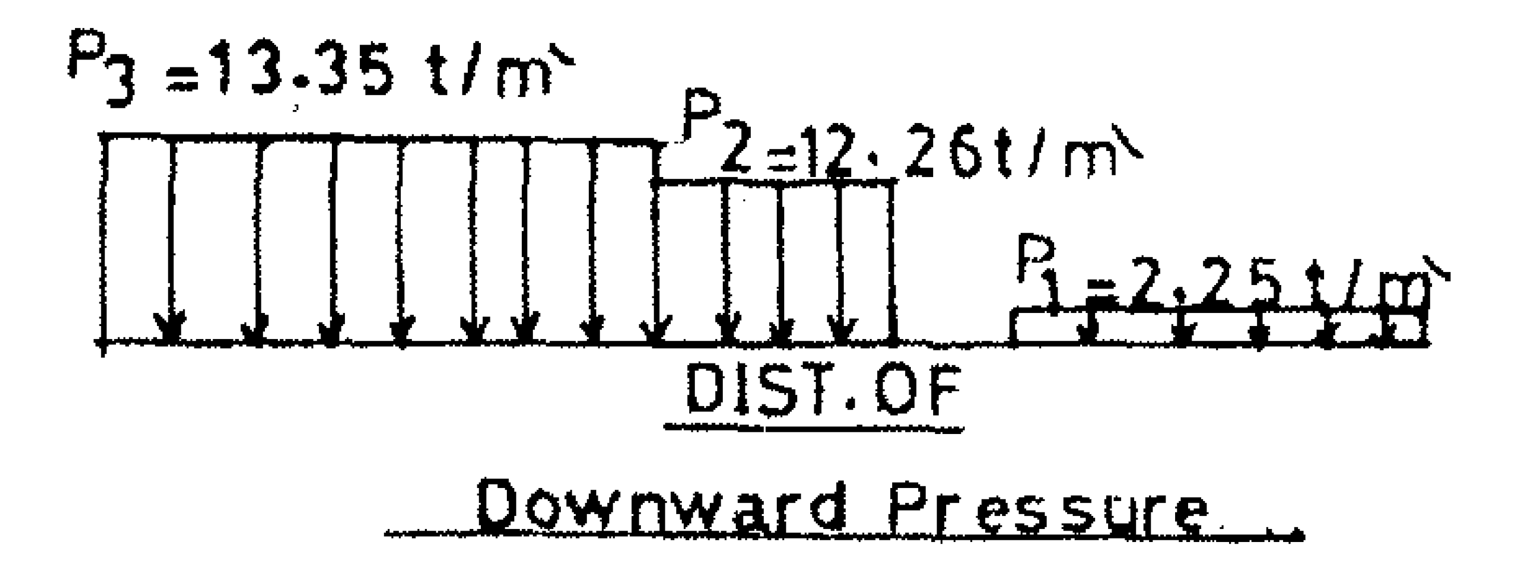
$\sum O_1$ العزوم حول النقطة $= 16.94 \times \frac{1.15^2}{2} + \frac{1}{2} \times 8.78 \times \frac{1.15 \times 1.15 \times 2}{3} - 2.25 \times \frac{1.15^2}{2}$

$$= 13.59 \text{ t.m}$$



الشكل ٢-٨٥: الحائط الساند والقوى المؤثرة عليه





الشكل ٢-٨٦: إجهادات ردود أفعال التربة أسفل البلاطة الأفقية للحائط

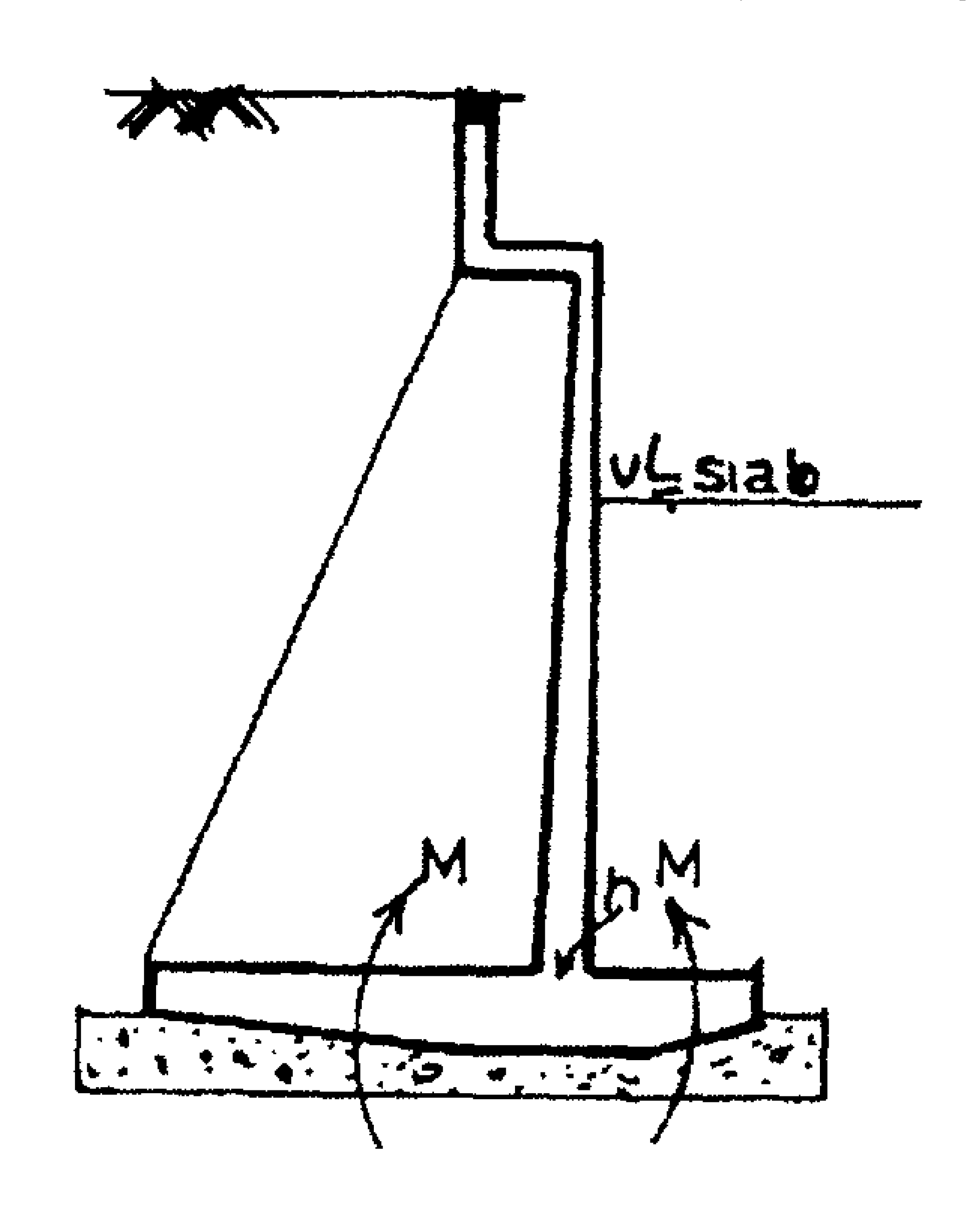
عند $K_2 = 1070$, $K_1 = 0.411$, $f_s = 1200\ \text{kg/cm}^2$, $f_c = 40\ \text{kg/cm}^2$

$$\therefore\ d = 0.411\sqrt{\frac{13.59\times10^5}{100}} = 48\ \text{cm}, \qquad t = 55\ \text{cm}$$

$$A_s = \frac{13.59\times10^5}{1070\times48} = 26.07\ \text{cm}^2 \qquad (7\phi22)$$

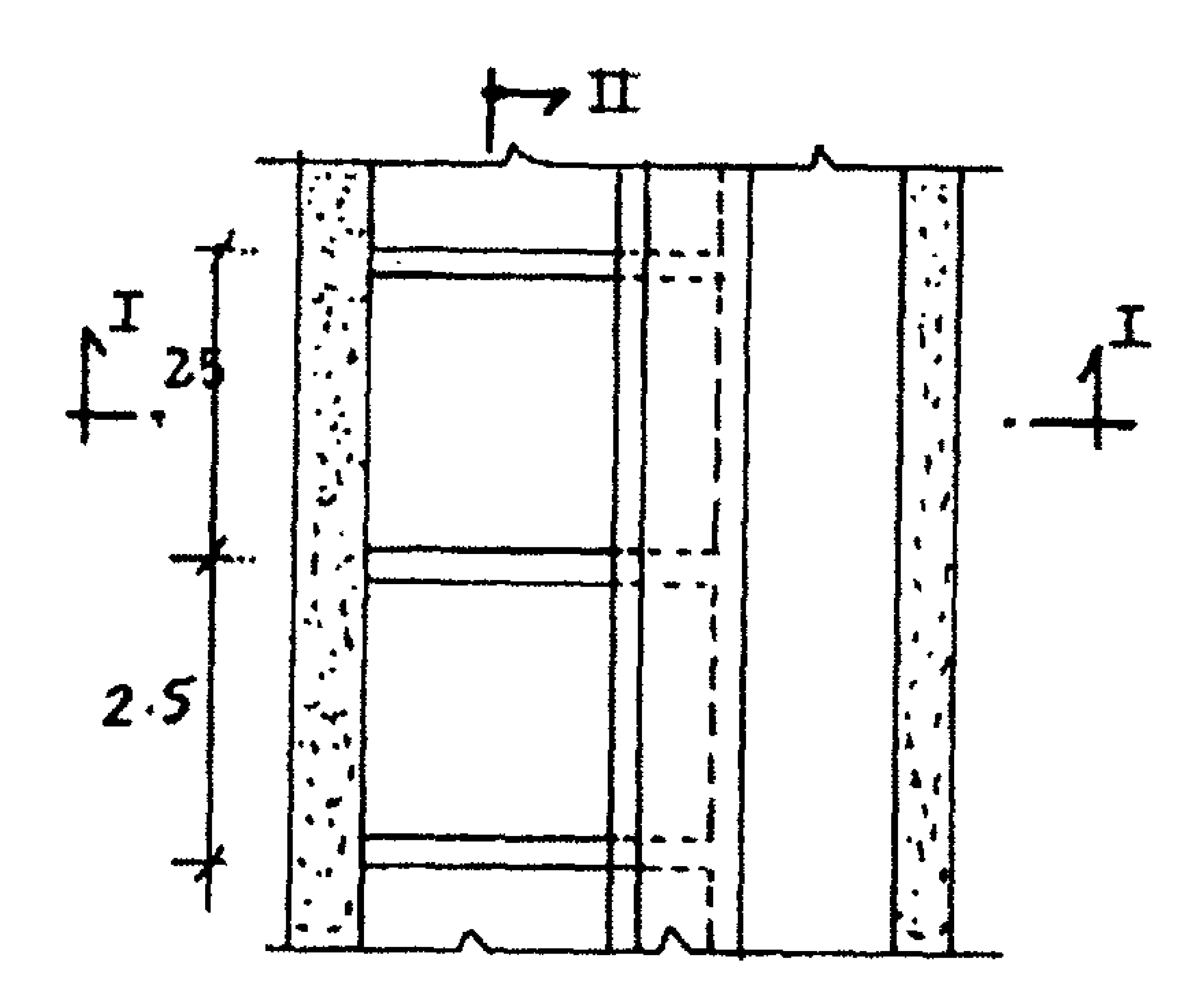
$$A_s^{\backslash} = 0.3A_s = 7.82\ \text{cm}^2 \qquad (6\phi13)$$

تصميم القاعدة الأفقية (الجزء الكبير)



الشكل ٣-٨٧: عزوم الانحناء على القدم الأفقية للحائط

في الاتجاه I–I



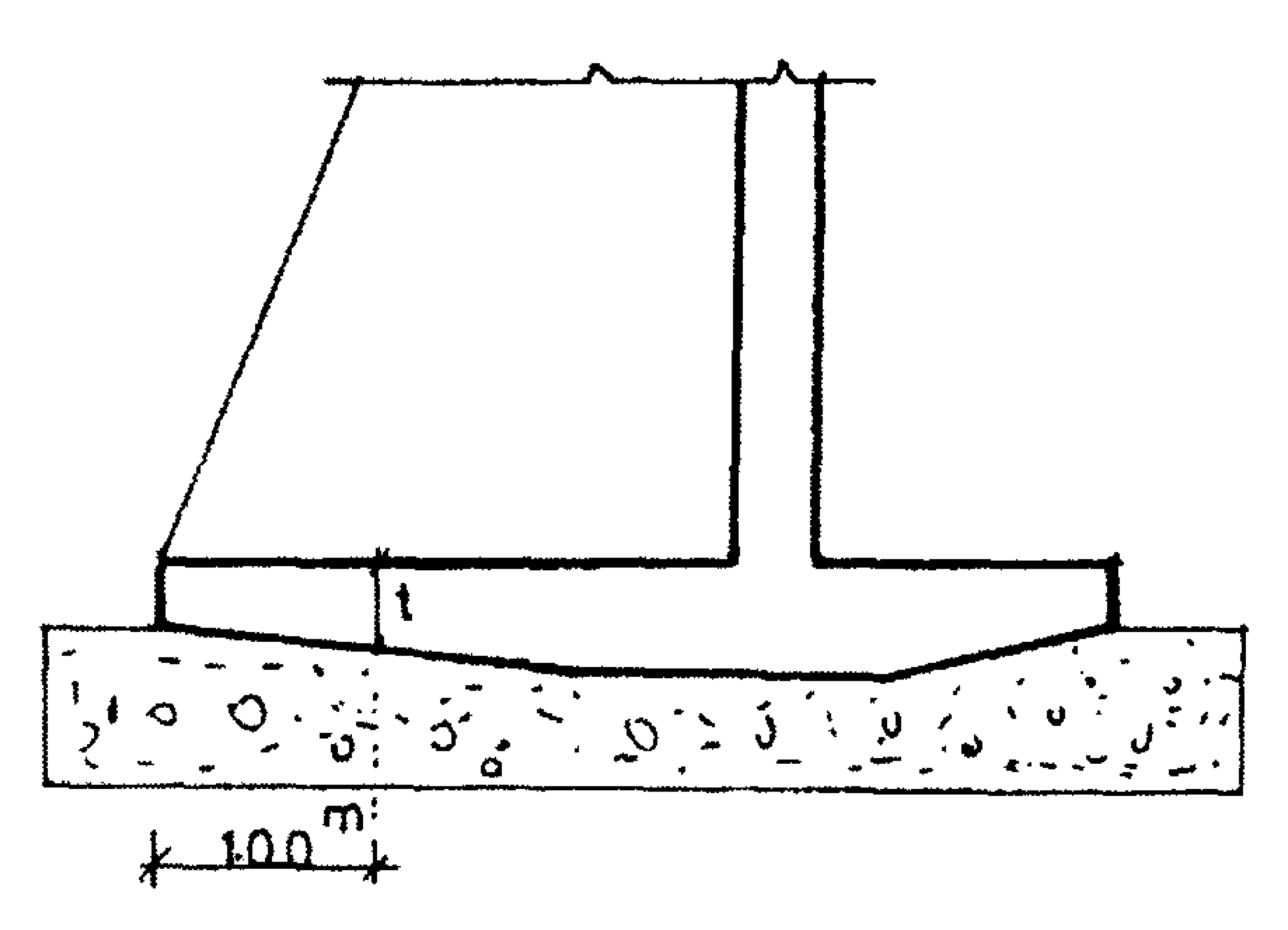
الشكل ٣-٨٨: مسقط أفقي لتوضيح المساحة بين محاور الدعامات للحائط الساند

إن البلاطة الرأسية تعمل كأنها بلاطة أحادية الاتجاه one way slab في الاتجاه الأفقي وانتقال الحمل في الاتجاه الرأسي يمكن أن يتم إهماله. لذلك فإن المصمم يمكن له أن يفترض عدم وجود عزم في الاتجاه الرأسي عند منطقة تقاطعها مع القاعدة الأفقية. وفي هذه الحالة:

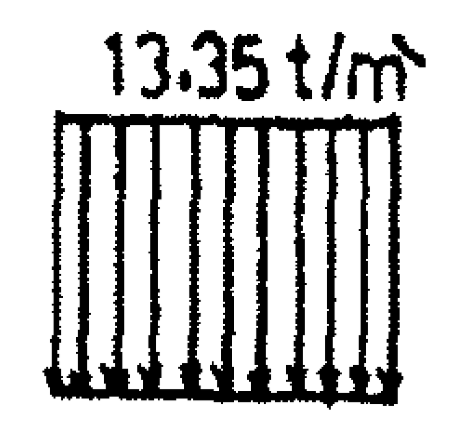
$$M_{toe} = M_{heal}, \quad M_{heal} = 13.114 \text{ t.m}, \quad t = 55 \text{ cm}$$

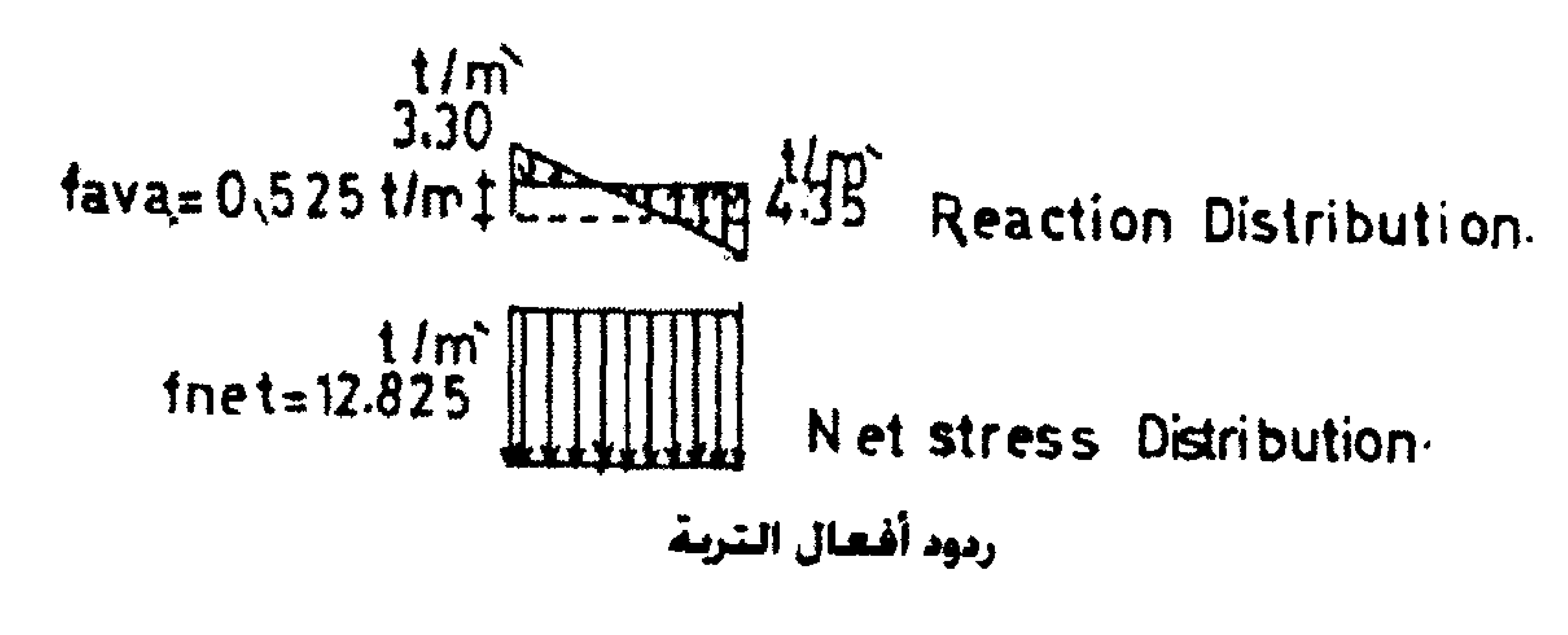
$$A_s = 7\phi 22 \text{ mm/m}^\backslash, \quad A_{s^\backslash} = 6\phi 13 \text{ mm/m}^\backslash$$

في الاتجاه II–II



القطاع المتوسط في القدم الأفقية الأمامية





ردود أفعال التربة

الشكل ٣-٨٩

نعتبر شريحة خارجية بعرض 1.5 m:

$$f_{av} = \frac{3.3 - 4.35}{2} = -0.525 \text{ t/m}$$

$$\text{الإجهاد الصافي} = 13.35 - 0.525 = 12.825 \text{ t/m}'$$

في هذا الاتجاه فإن البلاطة الأمامية يمكن أن نعتبرها مرتكزة باستمرارية على الدعامات.

$$M_{max.} = \frac{Pl^2}{10} = \frac{12.825 \times 2.5^2}{10} = 8.106 \text{ t.m}$$

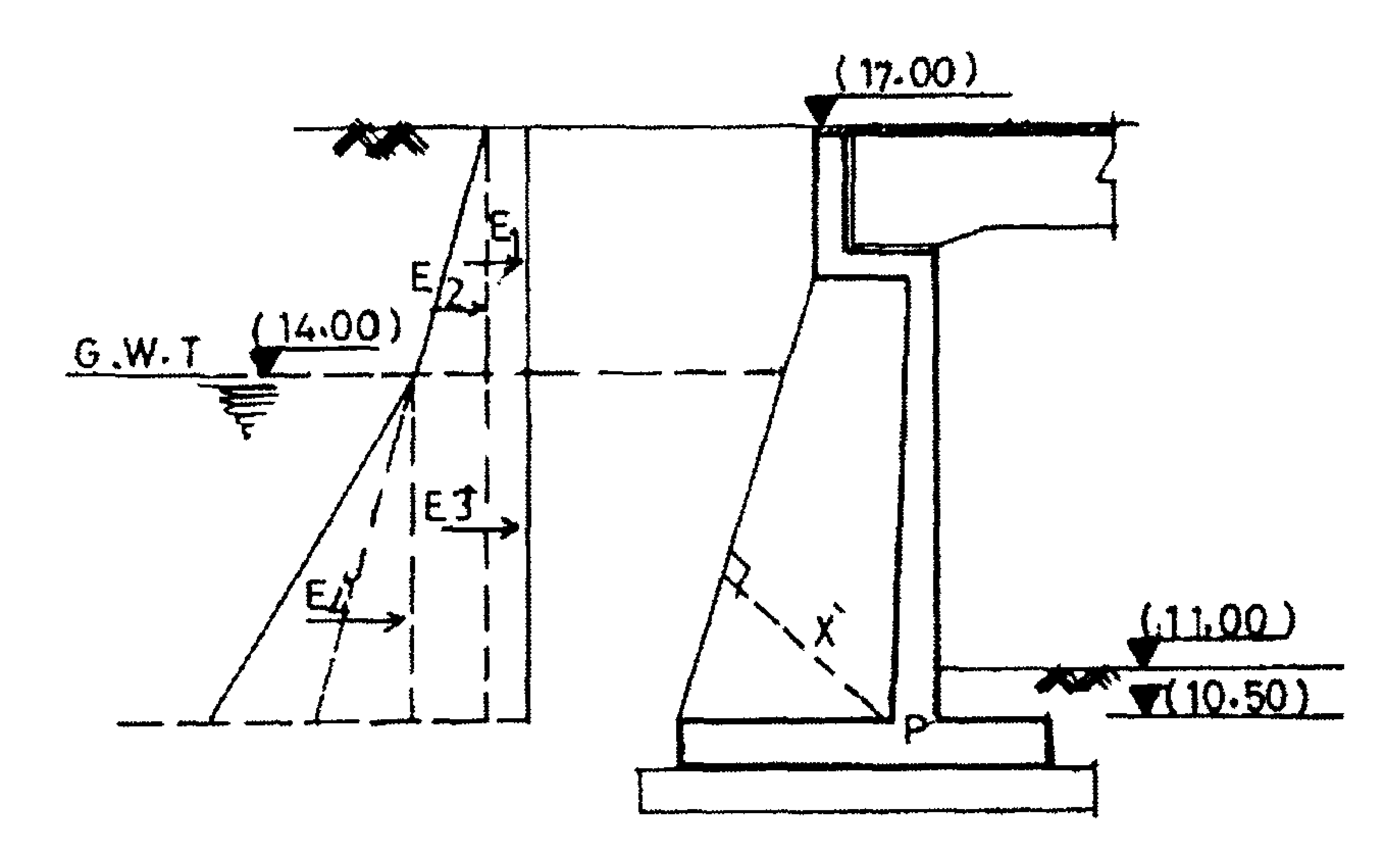
عند $K_2 = 1070$, $K_1 = 0.411$, $f_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = \frac{8.016 \times 10^5}{1070 \times 47} = 15.93 \text{ cm}^3 \qquad (6\phi 19 \text{ mm/m}')$$

$$A_{s'} = 6\phi 13 \text{ mm/m}'$$

تصميم الدعامات

حساب حديد تسليح الشد على الجذع



الشكل ٣-٩٠: القوى الأفقية المؤثرة على الدعامة

محصلات القوى الأفقية من الأشكال السابقة:

$$E_1 = 1.0 \times 2.5 = 2.5 \text{ t}$$

$$E_2 = 2.55 \times 2.5 = 6.375 \text{ t}$$

$$E_{3'} = 6.067 \times 2.5 = 15.168 \text{ t}$$

$$E_{4'} = 8.167 \times 2.5 = 20.418 \text{ t}$$

$$M_P = (1.0 \times 5.0 + 2.55 \times 4.5 + 6.067 \times 1.75 + 8.167 \times 1.17) \times 2.5$$

$$= 91.55 \text{ t.m}$$

T قوى الشد في حديد التسليح:

$$\because \quad T\overline{X} = M_P$$

$$\therefore \quad T \times 1.638 = 91.55$$

$$\therefore \quad T = 55.89 \text{ t}$$

$$A_s = \frac{55.89}{1.2} = 46.575 \text{ cm}^2 \qquad (10\phi 25 \text{ mm/m}^\backslash)$$

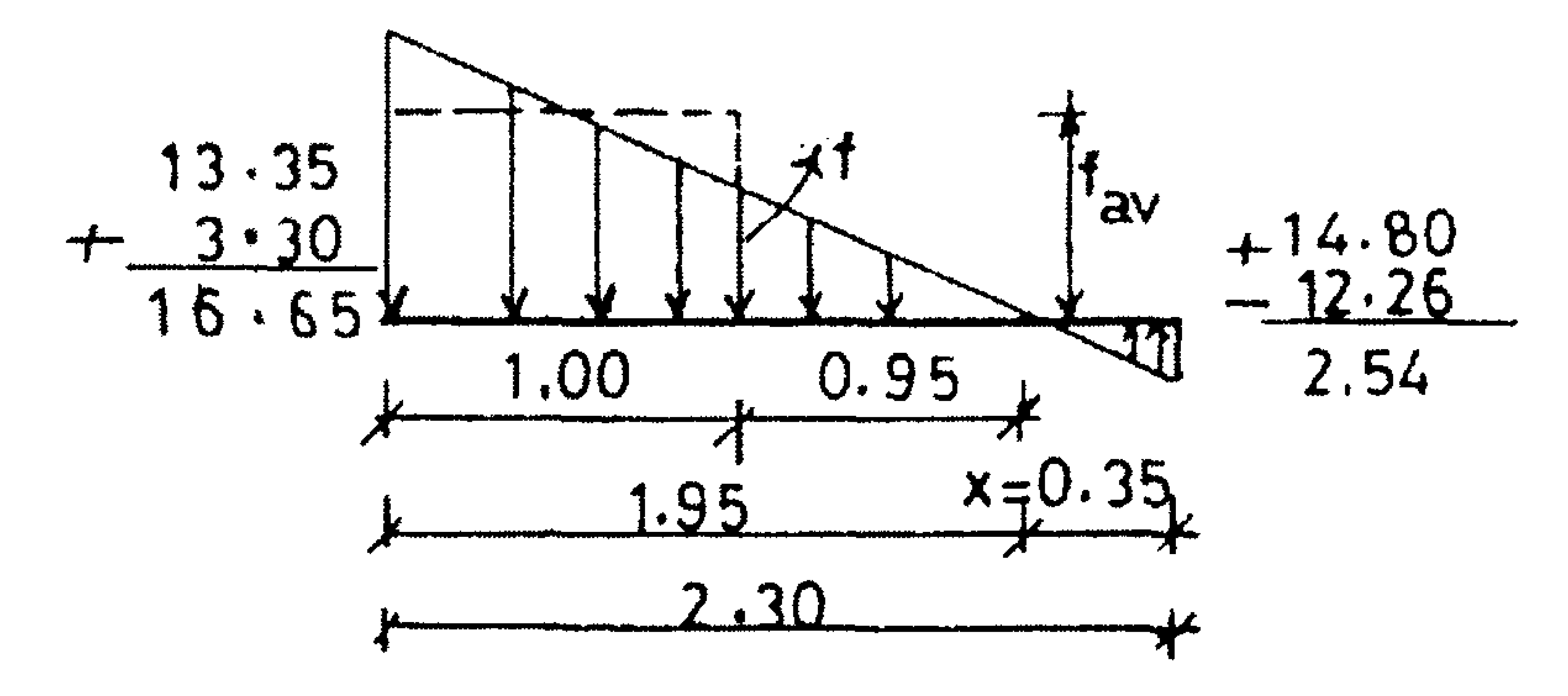
تصميم الكانات الأفقية (الحديد الذي يقاوم الشد بين الدعامات والبلاطة الرأسية)

فتكون مساحة حديد التسليح المطلوبة كالتالي:

$$A_s = \frac{E_{6-7}\,S}{f_s} = \frac{6.033 \times 2.5}{1.2} = 12.568 \text{ cm}^2$$

نستخدم حديد تسليح $10\phi 13$ mm.

تصميم الكانات الرأسية (حديد التسليح الذي يقاوم الشد بين الدعامة وبلاطة القاعدة)



الشكل ٣-٩١: القوى الرأسية (نتيجة توزيع الإجهادات) المؤثرة على البلاطة الأفقية للقاعدة

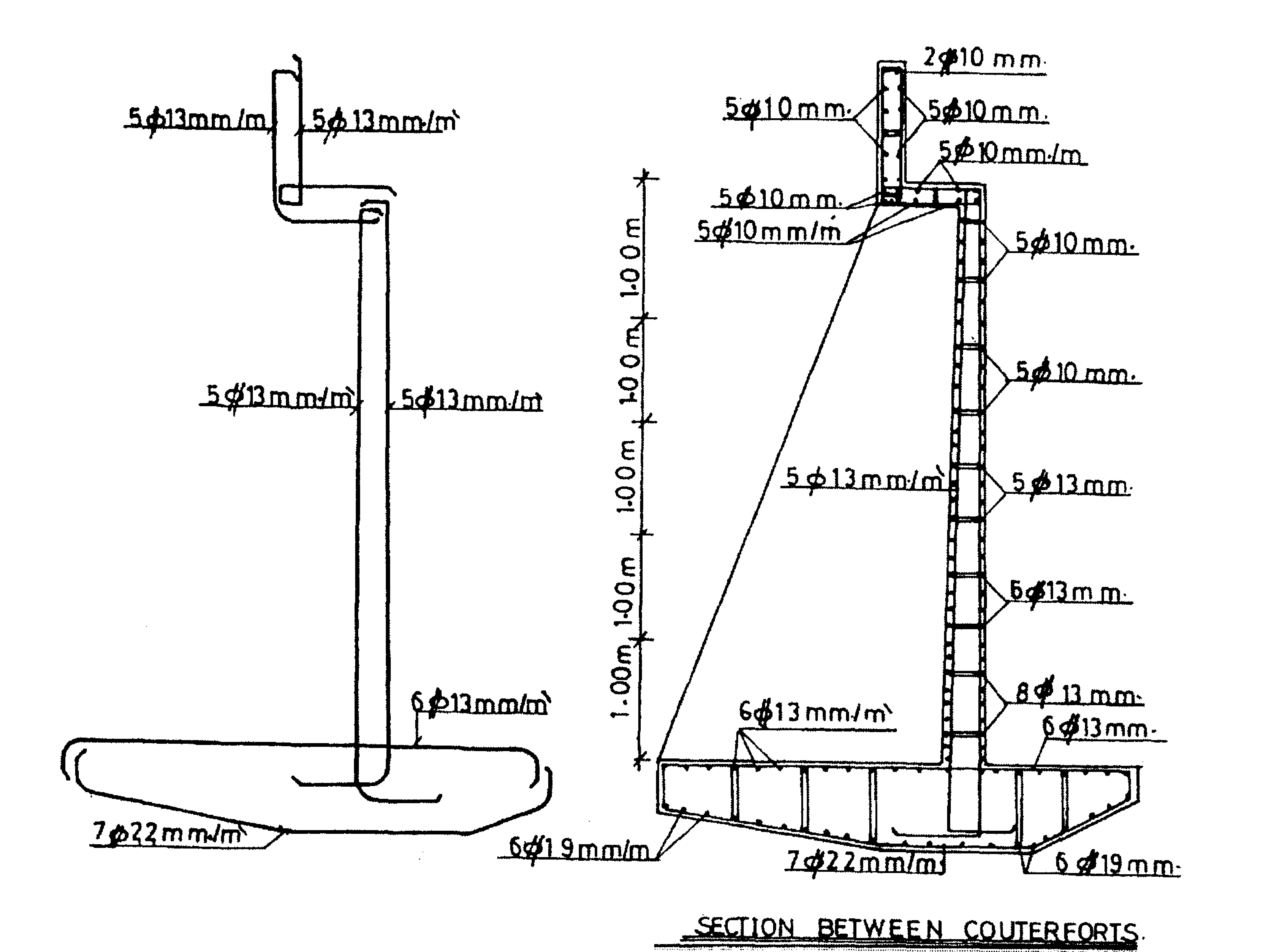
$$\because \quad \frac{2.54}{x} = \frac{16.65}{2.3 - x} \qquad \therefore \quad x = 0.35 \text{ m}$$

$$\because \quad \frac{f}{0.95} = \frac{16.65}{1.95} \qquad \therefore \quad f = 8.11 \text{ t/m}^\backslash$$

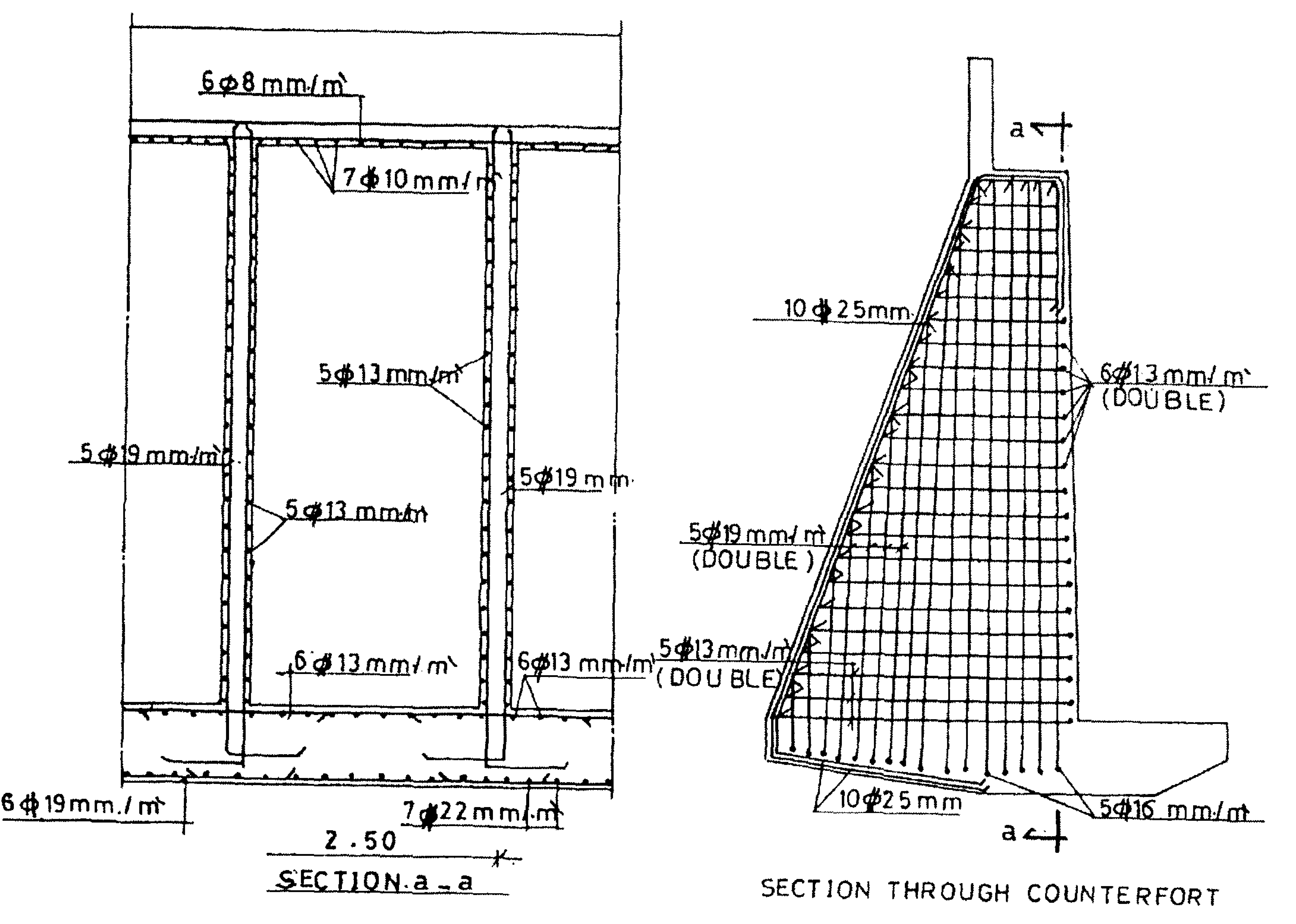
$$f_{av} = \frac{16.65 + 8.11}{2} = 12.38 \text{ t/m}^\backslash$$

قوة الشد $= 12.38 \times 1.0 \times 2.5 = 30.95$ t

$$A_s = \frac{30.95}{1.2} = 25.8 \text{ cm}^2/\text{m}^\backslash \qquad (10\phi 19 \text{ mm})$$



الشكل ٣-٩٢: قطاع رأسي في البلاطة الرأسية بين الدعامات لبيان تفاصيل حديد التسليح



الشكل ٢-٩٣: تفاصيل تسليح الدعامة الرأسية

٣ـ١١ الكود المصري للأساسات ـ ١٩٩٥م

Egyption Code of Practice of Foundations - 1995

٧/ المنشآت الساندة

تمهيد

يتضمن هذا الجزء من الكود الخاص بالمنشآت الساندة المواضيع التالية:

- الحوائط الساندة التي تستخدم لسند أي قطع رأسي أو مائل في التربة بصفة دائمة أو مؤقتة.
- السدود المحيطة التي تقام بصفة مؤقتة لسند التربة والمياه المحيطة بموقع العمل.
- المنشآت الساندة في الأعمال البحرية.

١/٧ نظريات ضغط التربة الجانبي

١/١/٧ عموميات

يصنف ضغط التربة الجانبي على المنشآت الساندة وفقًا للحركة النسبية بين المنشأ والتربة إلى الأنواع الأساسية التالية:

١/١/١/٧ ضغط التربة عند السكون

تكون التربة في حالة السكون at rest state عندما لا يحدث لها انفعال جانبي، والضغط الجانبي للتربة في هذه الحالة σ_o هو ضغط السكون لها. وتعرف نسبته إلى الإجهاد الرأسي المؤثر $\bar{\sigma}_v$ الواقع على التربة بأنه معامل ضغط التربة الجانبي عند السكون $K_o = \bar{\sigma}_o / \bar{\sigma}_v$.

تقدر قيمة K_o من المعادلات التالية:

$$K_o = 1 - sin\phi' \qquad (١-٧)$$

للتربة الطينية:

$$K_o = 0.95 - sin\phi' \qquad (٢-٧)$$

$$K_o = 0.19 + 0.233 log P_I \qquad (٣-٧)$$

حيث ϕ = زاوية الاحتكاك الداخلي للرمل.

ϕ' = زاوية القص الفعال للطين.

P_I = معامل اللدونة للطين (٪).

٢/١/١/٧ ضغط التربة الفعال

ينشأ ضغط التربة الفعال σ_a عندما يتحرك الحائط بعيدًا عن التربة بما ينتج عنه تمدد جانبي لها بدرجة تكفي لتولد واستنفاذ كامل مقاومة القص للتربة ووصولها إلى حالة اتزان لدن، يصاحب هذا التمدد تناقص قيمة الضغط الجانبي للتربة بدءًا من قيمة ضغط السكون حتى أقل قيمة ممكنة له وهي قيمة ضغط التربة الفعال.

في حالة التربة غير المتماسكة تعرف نسبة ضغط التربة الجانبي الفعال σ_a إلى الإجهاد الرأسي الواقع عليها σ_v بأنها معامل ضغط التربة الفعال K_a.

$$\bar{\sigma}_a = K_a \cdot \bar{\sigma}_v \qquad (٤-٧)$$

٣/١/١/٧ ضغط التربة المقاوم

ينشأ ضغط التربة المقاوم σ_p عندما يتحرك الحائط في اتجاه التربة بما ينتج عنه انضغاط جانبي لها يكفي لتولد واستنفاذ كامل مقاومة القص للتربة ووصولها إلى حالة اتزان لدن، يصاحب هذا الانضغاط ازدياد الضغط الجانبي للتربة بدءًا من قيمة ضغط السكون حتى أكبر قيمة ممكنة له وهي قيمة ضغط التربة المقاوم.

في حالة التربة غير المتماسكة تعرف نسبة ضغط التربة الجانبي المقاوم σ_p إلى الإجهاد الرأسي الواقع عليها σ_v بأنها معامل ضغط التربة المقاوم K_p.

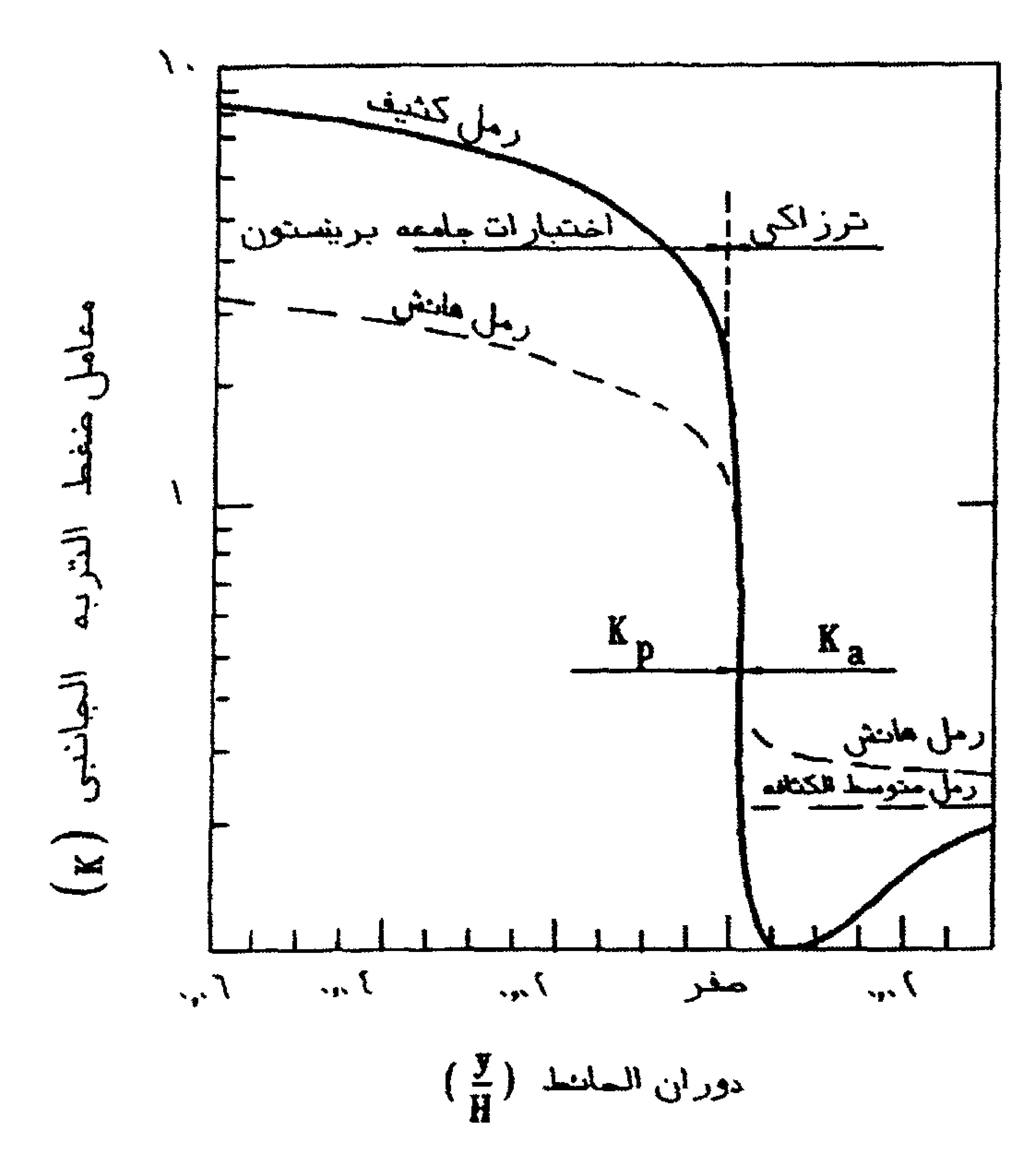
$$\bar{\sigma}_p = K_p \cdot \bar{\sigma}_v \qquad (٥-٧)$$

٤/١/١/٧ العلاقة بين دوران الحائط ومعامل ضغط التربة الجابني

يكفي حدوث انفعال صغير في التربة للوصول بها إلى حالة الاتزان اللدن الفعال، بينما يتطلب الوصول إلى حالة الاتزان اللدن المقاوم حدوث انفعال في التربة أكبر نسبيًا.

يوضح الشكل ٧-١ العلاقة بين معدل دوران الحائط الرأسي Y/H ومعامل ضغط التربة الجانبي لها K.

كما يوضح الجدول ٧-١ بعض القيم العملية لمعدل دوران الحائط الرأسي عند حالتي الاتزان اللدن لبعض أنواع التربة.



الشكل ٧-١: علاقة معامل ضغط التربة الجانبي بدوران الحائط

الجدول ٧-١: معدل دوران الحائط الرأسي عند حالتي الاتزان اللدن لبعض أنواع التربة

نوع التربة	النسبة Y/H	
	الضغط المقاوم	الضغط الفعال
تربة غير متماسكة كثيفة	٠.٠٠٢	٠.٠٠٠٥
تربة غير متماسكة سائبة	٠.٠٠٦	٠.٠٠٢
تربة متماسكة جامدة	٠.٠٢	٠.٠١
تربة متماسكة لينة	٠.٠٤	٠.٠٢

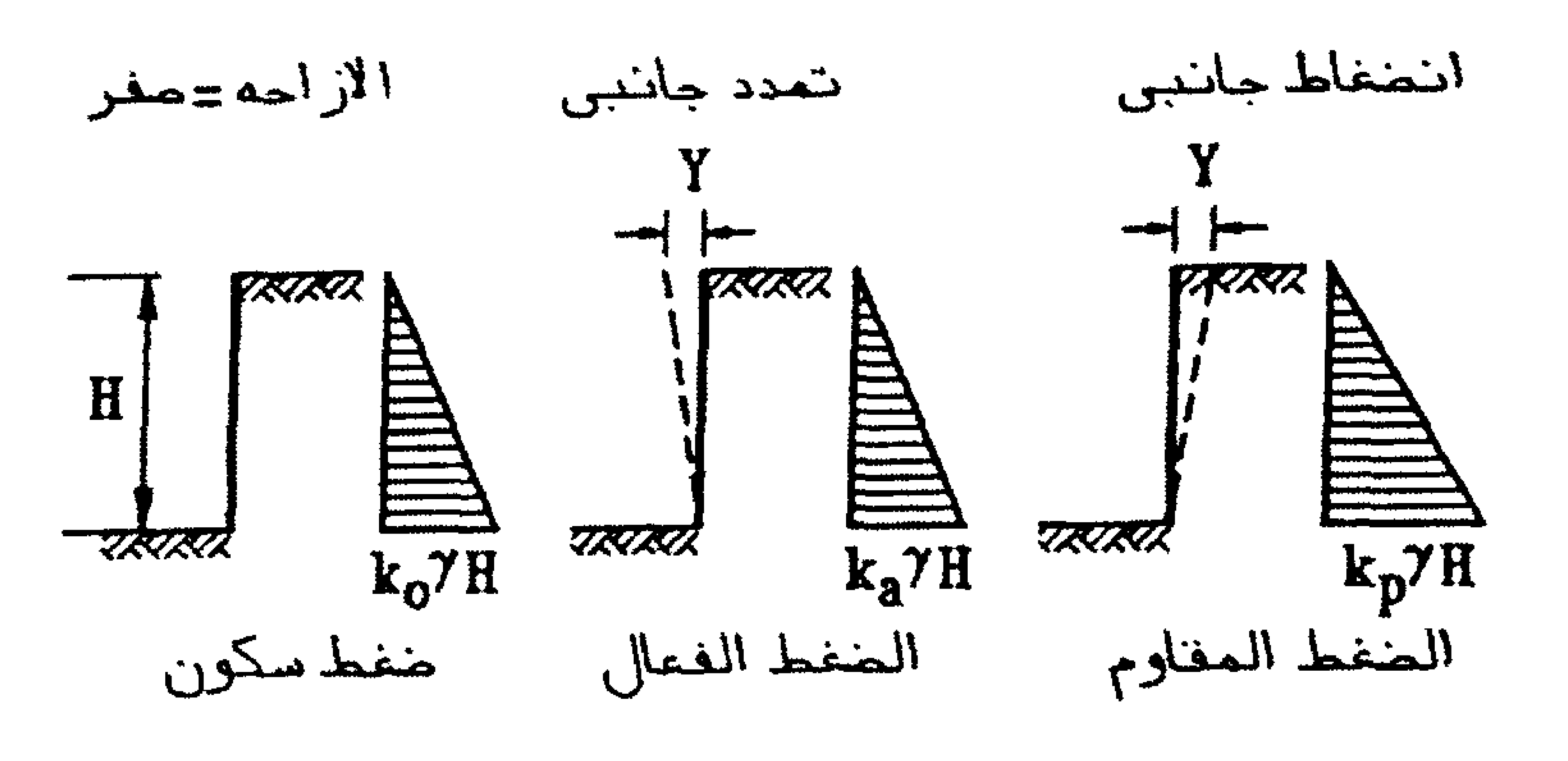
Y الإزاحة الأفقية.
H ارتفاع الحائط.

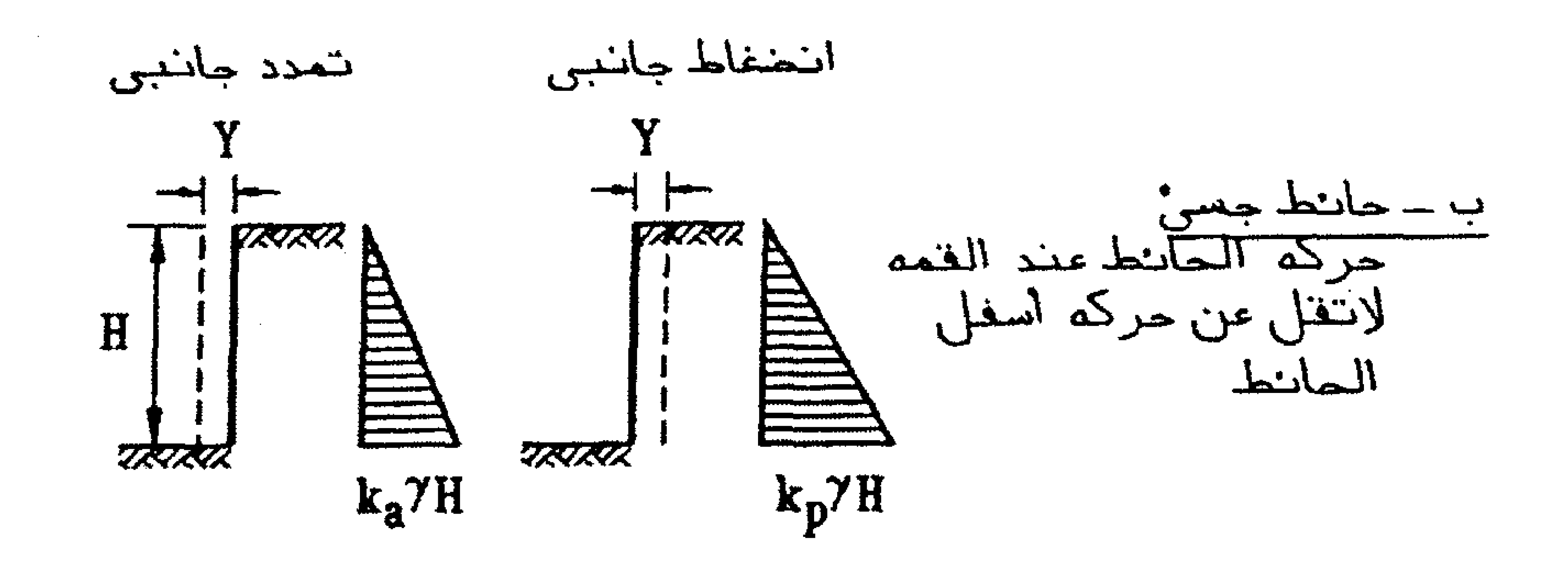
٥/١/١/٧ تأثير جساءة الحائط على ضغط التربة الجانبي

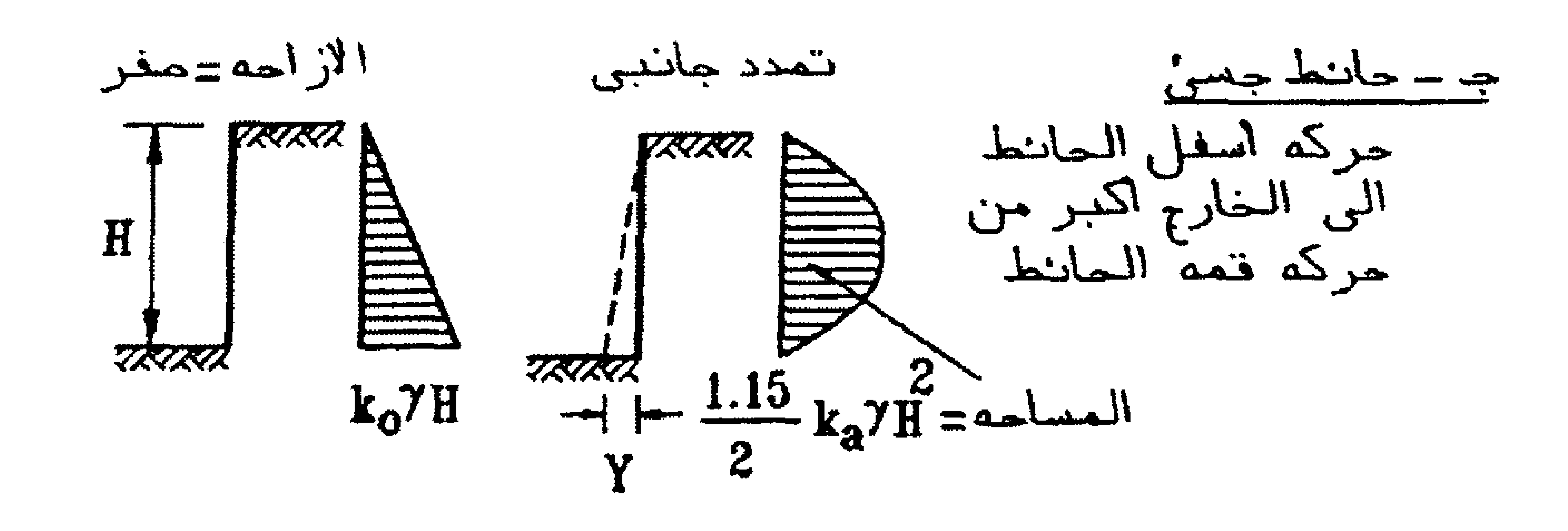
يعتمد شكل توزيع ضغط التربة الجانبي على نوع الحائط وحركته (الشكل ٧-٢).

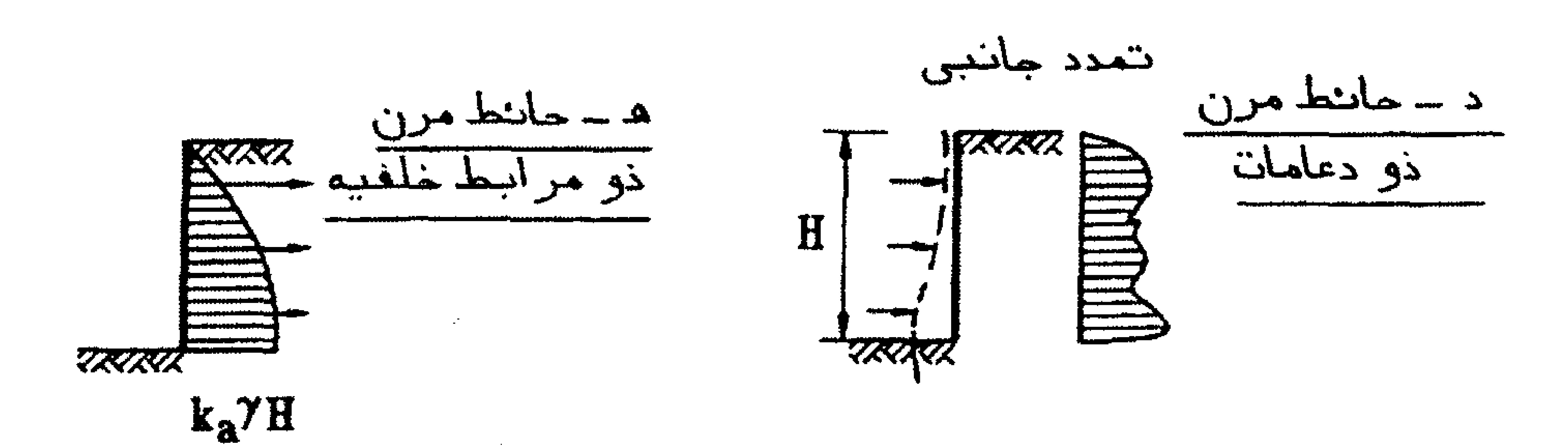
يكون توزيع ضغط التربة الجانبي على الحائط الجسيئ مثلثيًا تقريبًا إذا كانت الحركة الجانبية لقمة الحائط لا تقل عن الحركة الجانبية لأسفلها.

١ ـ الضغط الجانبى النظرى









الشكل ٧-٢: تأثير جساءة الحائط على توزيع ضغط التربة الجانبي

يكون توزيع ضغط التربة الجانبي الفعال على الحائط الجسيئ على هيئة قطع مكافئ إذا كانت الحركة الجانبية لأسفل الحائط أكبر من حركتها عند القمة.

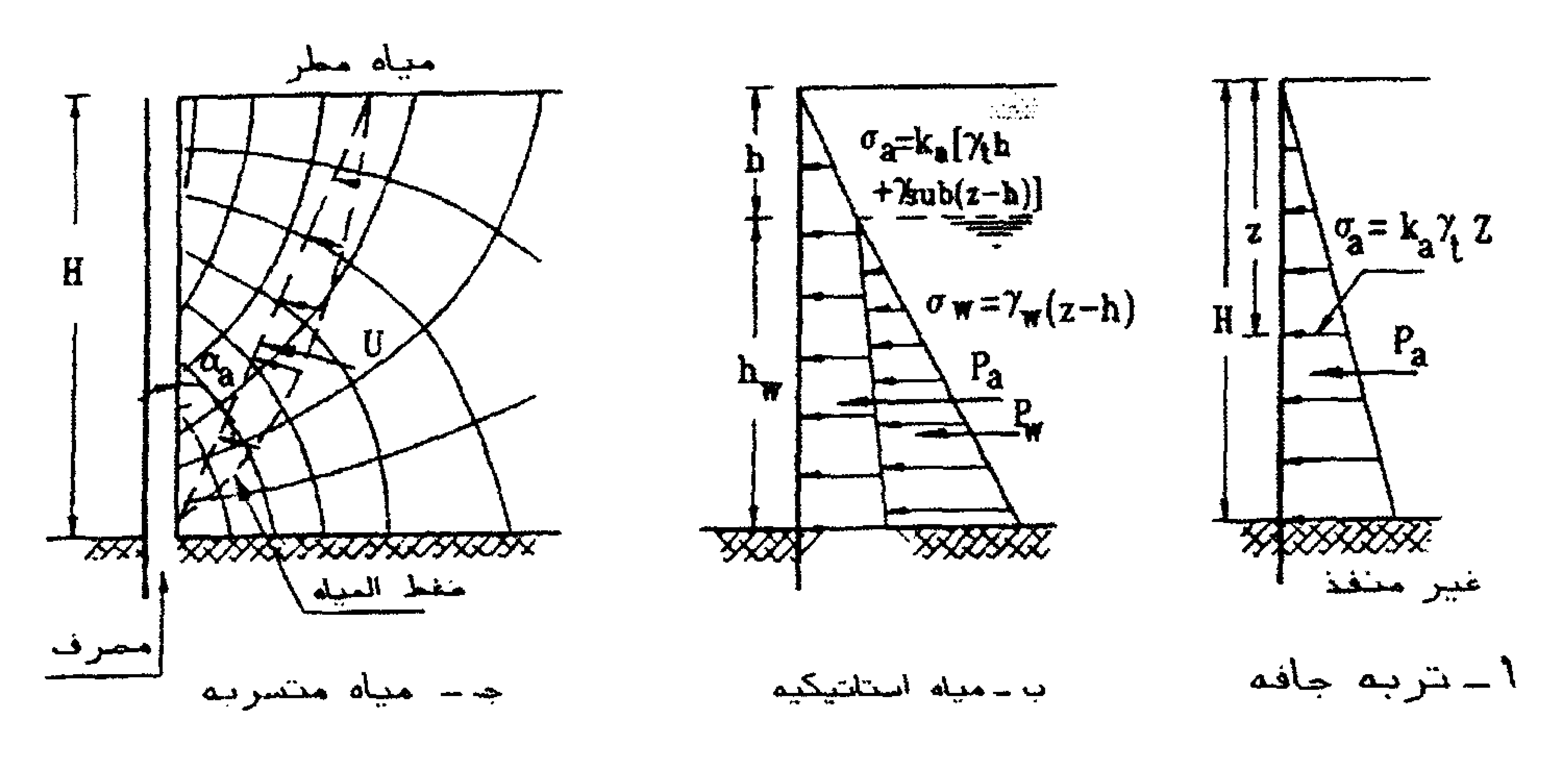
يكون توزيع ضغط التربة على الحوائط المرنة المرتكزة على دعامات أكثر تعقيدًا وتتغير محصلة ضغط التربة عليها في حدود ٣٠٪ من ضغط التربة الفعال النظري.

يكون توزيع ضغط التربة على الحوائط المرنة ذات المرابط الخلفية قريبًا من التوزيع المثلثي.

٦/١/١/٧ تأثير وجود المياه على ضغوط التربة

يختلف تأثير وجود المياه على ضغوط التربة الجانبية حسب الحالة الميكانيكية للمياه (الشكل ٧-٣). وينشأ هذا التأثير من وجود ضغط للمياه على سطح الانزلاق في التربة خلف الحائط بالإضافة إلى ضغط المياه على سطح التماس بين التربة والحائط.

وعند حساب الضغط الإجمالي على الحائط يجب إضافة ضغط المياه إلى ضغط التربة.



الشكل ٧-٣: تأثير وجود المياه على ضغوط التربة

٢/١/٧ حساب ضغط التربة الفعال والمقاوم على الحوائط الساندة

يتوقف مقدار وتوزيع ضغط التربة الجانبي على الحوائط الساندة على مجموعة من العوامل منها:

- نوع التربة (مقاومة القص لها).
- شكل سطح الأرض: إذا كان أفقيًا أو مائلاً أو منكسرًا.
- خصائص ظهر الحائط (أملس أو خشن) واتجاه الاحتكاك بينه وبين التربة.
- شكل ظهر الحائط: إذا كان رأسيًا، مائلاً أو منكسرًا.

■ وجود المياه الأرضية وحركتها خلف الحائط.

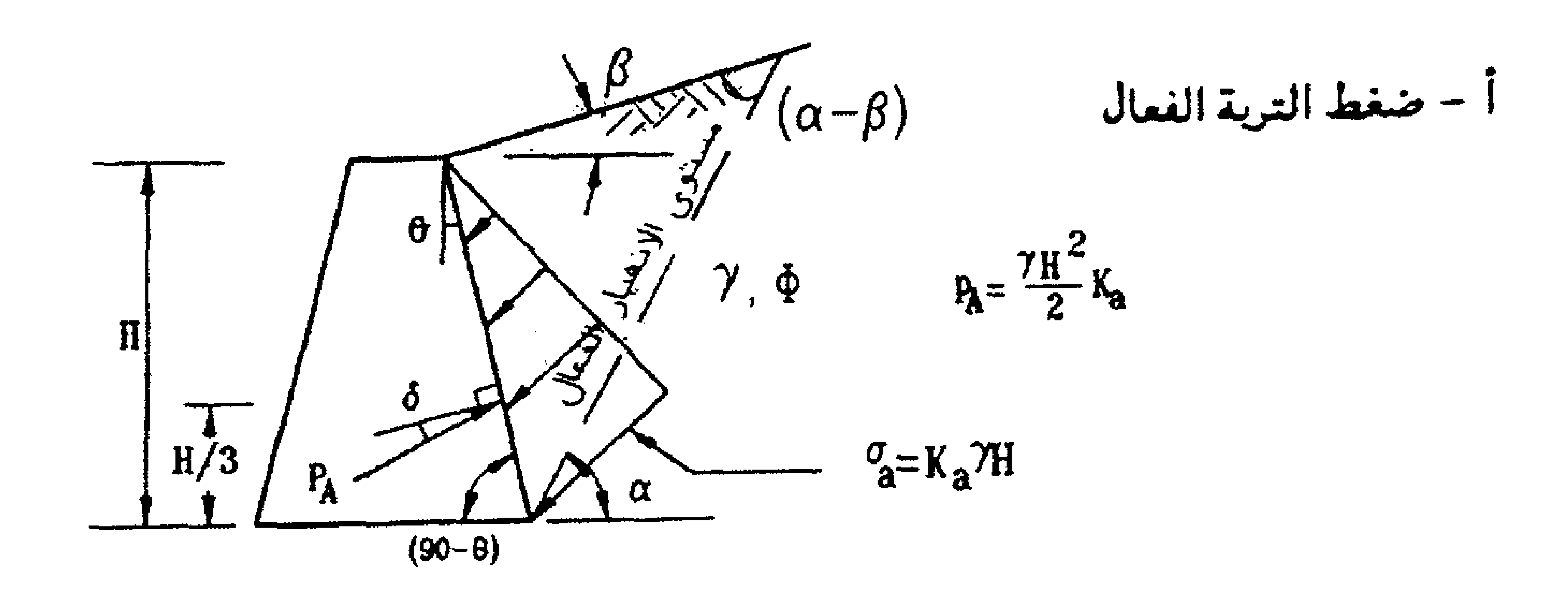
■ الأحمال الحية على سطح الأرض.

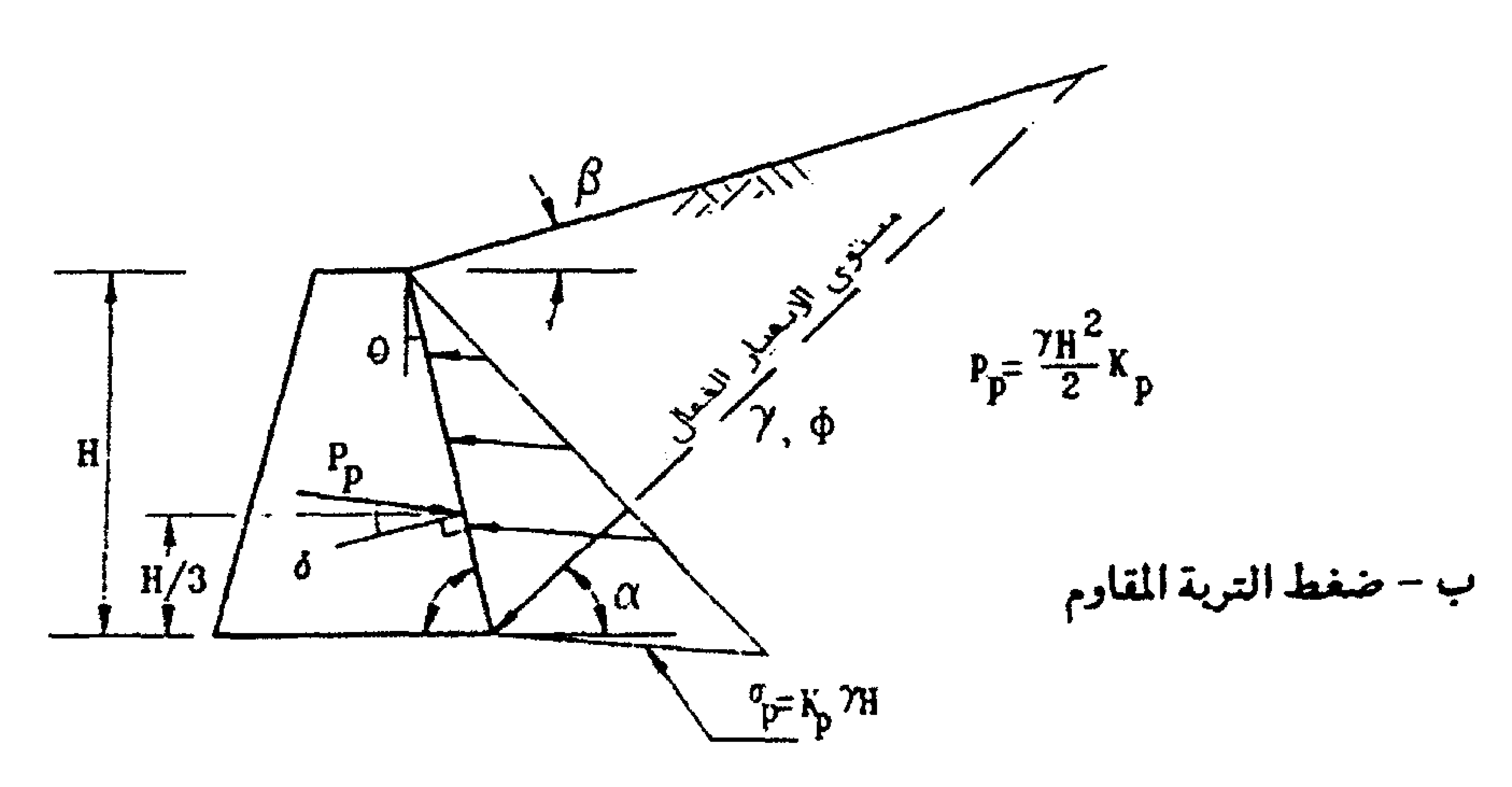
فيما يلي طرق حساب ضغط التربة الجانبي للحالات المختلفة.

١/٢/١/٧ حالات خاصة شائعة

١/١/٢/١/٧ ضغط التربة غير المتماسكة

تمثل حالة الحائط ذو الظهر المائل الخشن، والساند لتربة غير متماسكة ذات سطح مستوى مائل، حالة شائعة للحوائط الساندة (الشكل ٧-٤).





الشكل ٧-٤: حالة عامة - حائط خشن ومائل وسطح الأرض مائل

تحسب كثافة توزيع ضغط التربة الفعال والمقاوم على ظهر الحائط من المعادلات التالية:

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v \quad (٧-٤)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v \qquad (٧-٥)$$

يحسب معاملي ضغط التربة الفعال والمقاوم من المعادلات التالية:

$$K_a = \frac{cos^2(\phi-\theta)}{cos^2\theta cos(\theta+\delta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\phi+\delta)sin(\phi-\beta)}{cos(\theta+\delta)cos(\theta-\beta)}}\right]^2} \qquad (٧-٦)$$

$$K_p = \frac{cos^2(\phi+\theta)}{cos^2\theta cos(\theta-\delta)\left[1-\sqrt{\frac{sin(\phi+\delta)sin(\phi+\beta)}{cos(\theta-\delta)cos(\theta-\beta)}}\right]^2} \qquad (٧-٧)$$

وتحسب زاوية مثل مستوى الانهيار مع الأفقي α من المعادلة الآتية:

$$cot(\alpha-\beta) = tan(\phi+\delta+\beta-\theta) + sec(\phi+\delta+\beta-\theta) \cdot \sqrt{\frac{sin(\phi+\delta)cos(\delta-\theta)}{sin(\phi+\beta)cos(\theta-\beta)}} \qquad (٧-٨)$$

في المعادلة ٧-٨، الزوايا ϕ، δ تكون سالبة في حالة ضغط التربة الفعال، وموجبة في حالة ضغط التربة المقاوم.

ويمكن استنباط الحالات الخاصة لضغط التربة كما يلي:

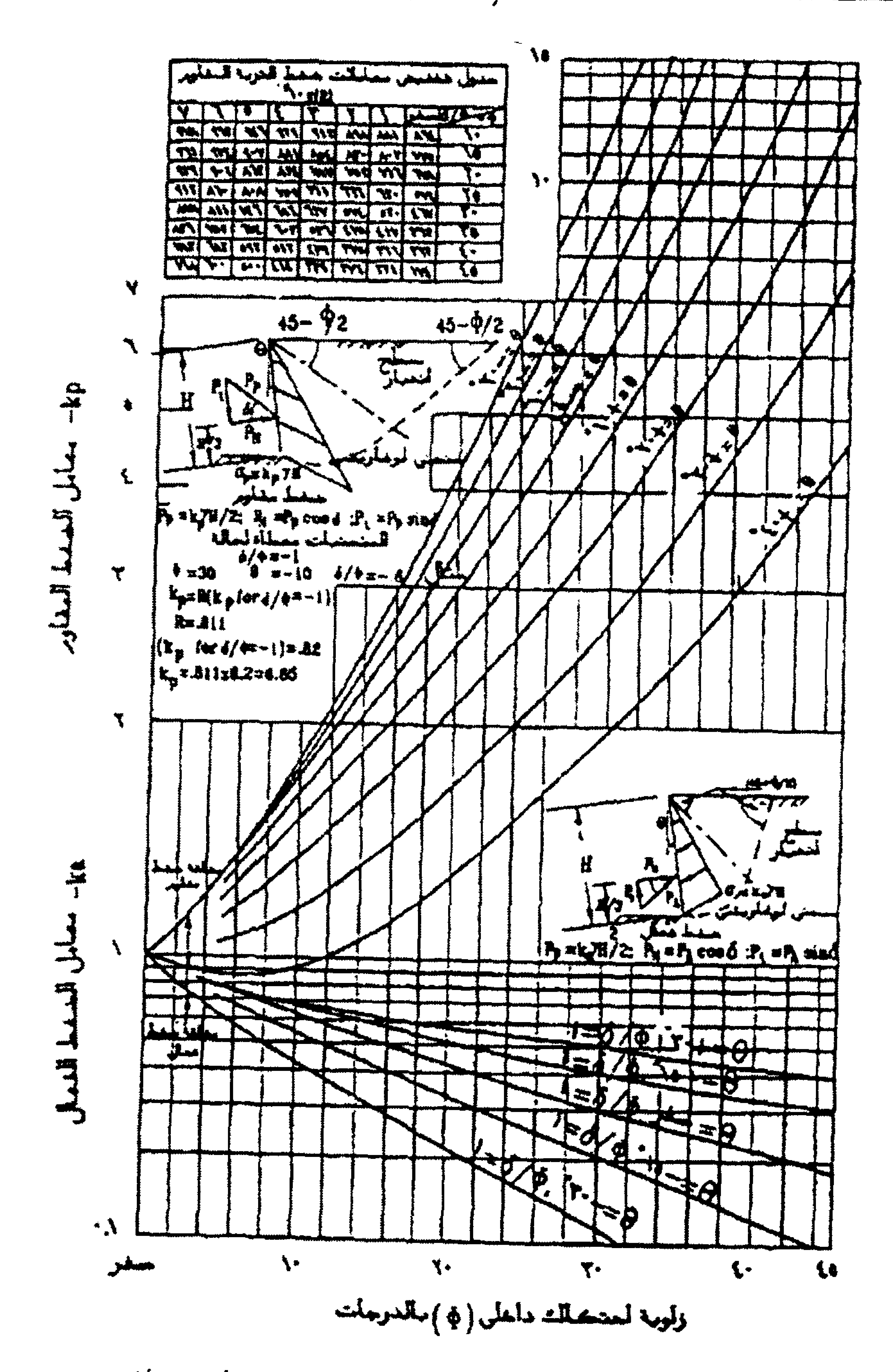
- حالة سطح الأرض الأفقي $\beta = 0$
- حالة ظهر الحائط الرأسي $\theta = 0$
- حالة ظهر الحائط الأملس $\delta = 0$

في حالات الاحتكاك السالب على ظهر الحائط تعوض قيمة δ بإشارة سالبة.

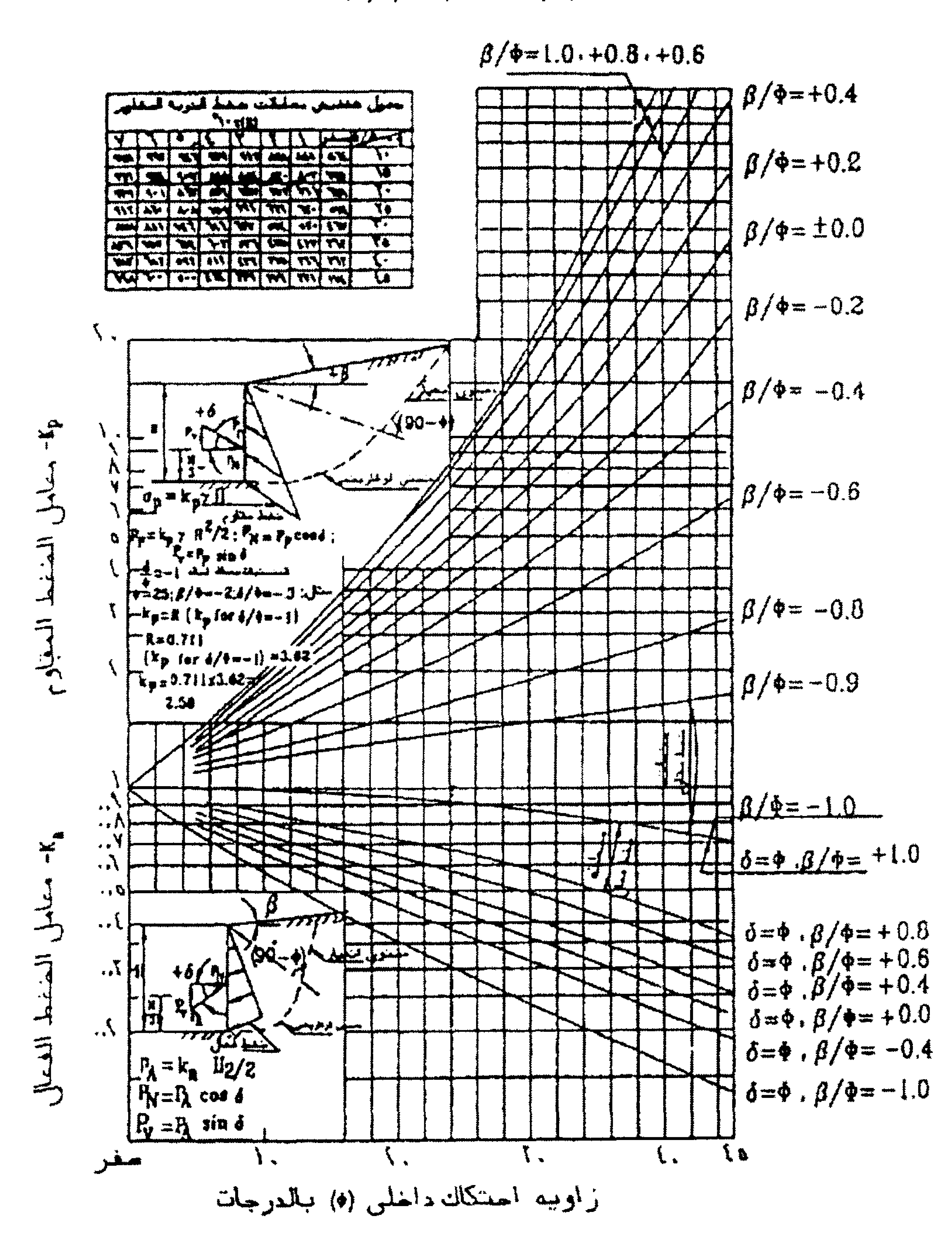
يتحدد استخدام المعادلة ٧-٧ في حساب معامل ضغط التربة المقاوم لقيم زاوية احتكاك ظهر الحائط δ أقل من ثلث زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة $\phi/3$.

يمكن استنباط قيم ضغط التربة الفعال والمقاوم للحائط التام الخشونة $\delta/\phi = \pm 1$ من المنحنيات المبينة بالشكل ٧-٥ لحالة ظهر الحائط المائل وسطح الأرض الأفقي ومن المنحنيات بالشكل ٧-٦ لحالة ظهر الحائط الرأسي وسطح الأرض المائل.

لحالات الخشونة المتغيرة يمكن استخدام الجداول المرفقة بالأشكال ٧-٥، ٧-٦ في تعديل قيم ضغط التربة المقاوم.



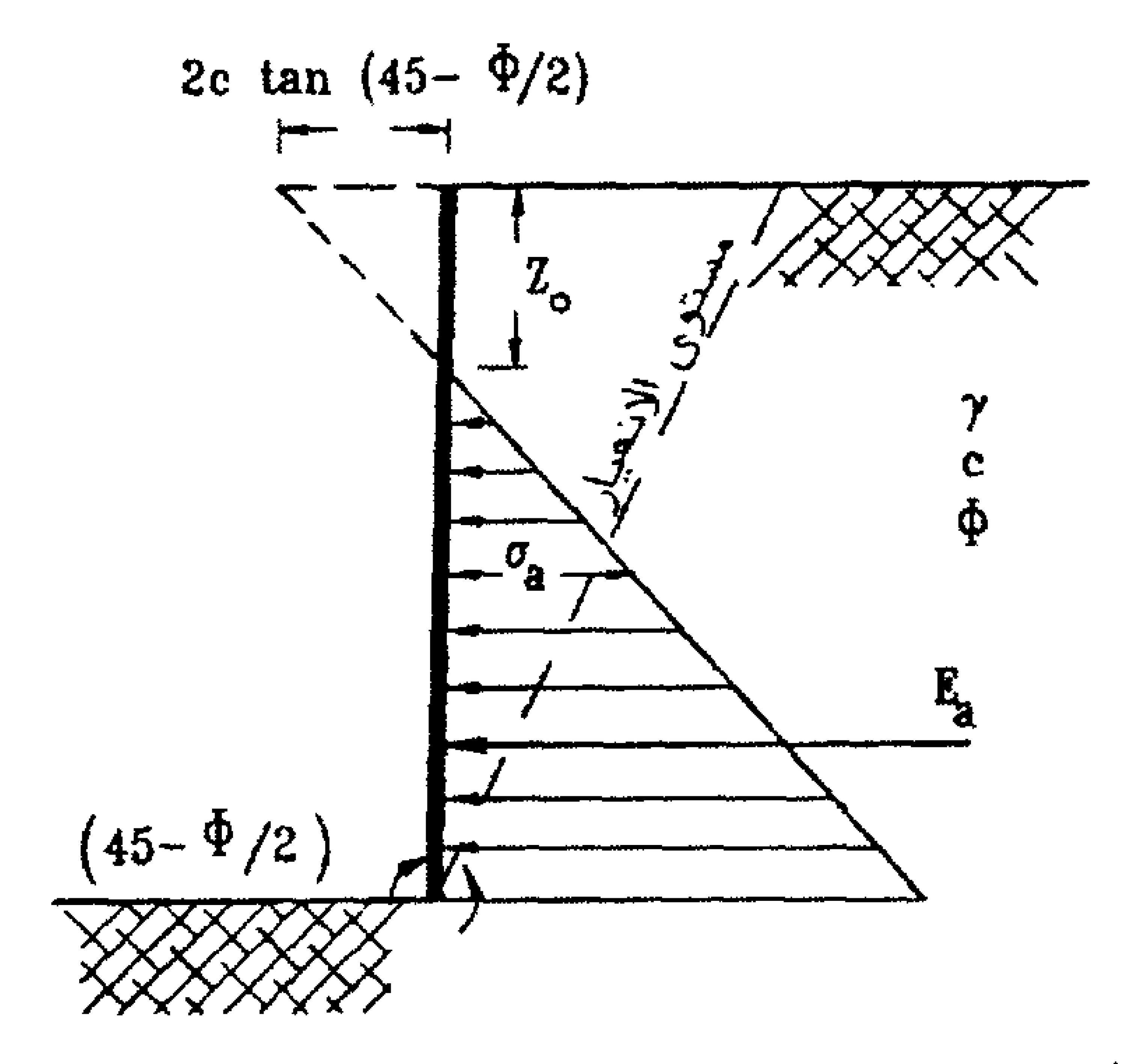
الشكل ٧-٥: معاملات ضغط التربة لحالة سطح الأرض الأفقي وظهر الحائط المائل الخشن



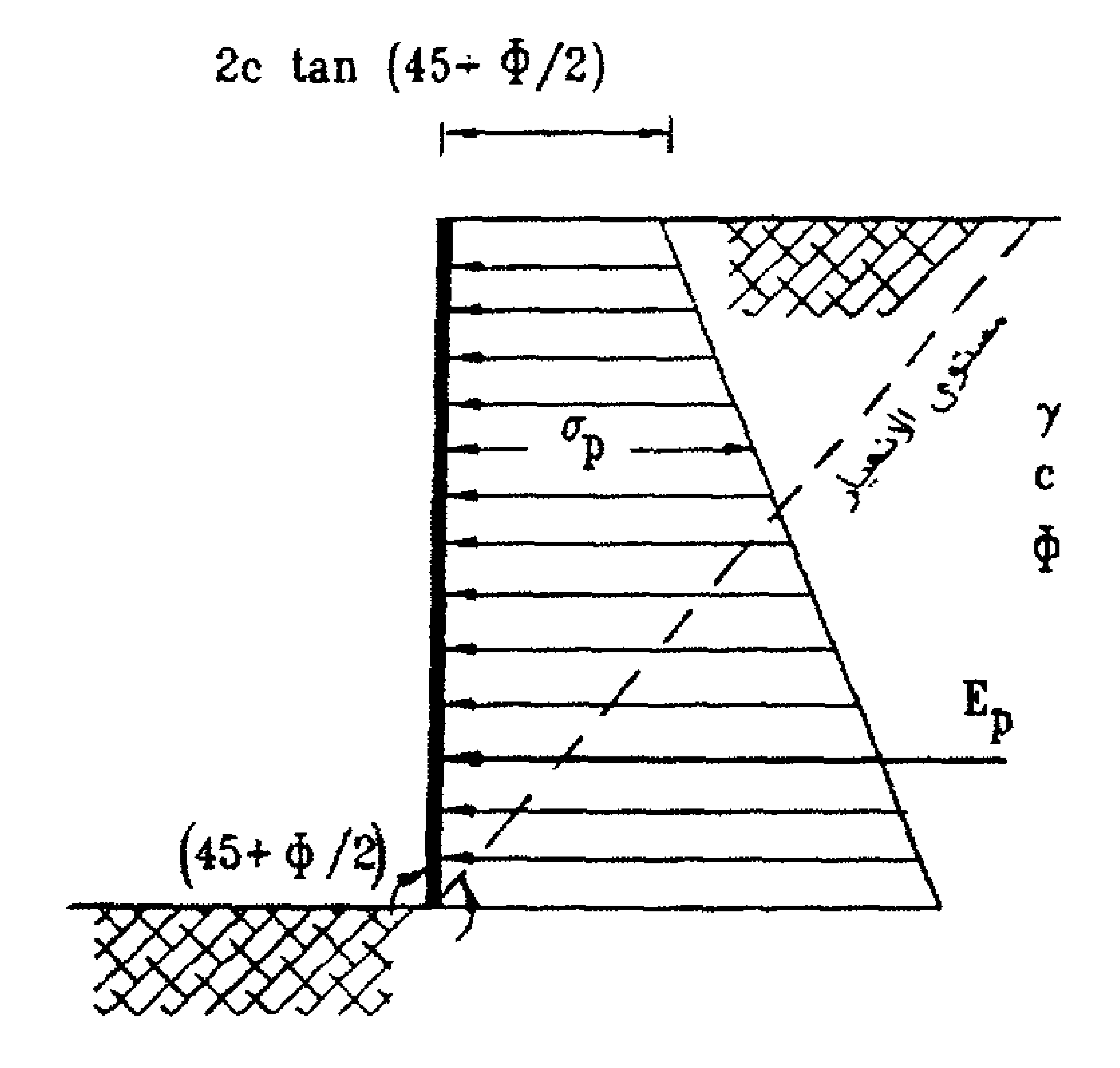
الشكل ٧-٦: معاملات ضغط التربة لحالة سطح الأرض المائل وظهر الحائط الرأسي الخشن

٢/١/٢/١/٧ ضغط التربة المتماسكة

في حالة سطح الأرض المستوى الأفقي والحائط الرأسي الأملس (الشكل ٧-٧) تحسب كثافة توزيع ضغط التربة الفعال والمقاوم على ظهر الحائط من المعادلات التالية:



أ- ضغط التربه الفعال



ب - ضغط التربه المقاوم

الشكل ٧-٧: ضغط التربة المتماسكة الفعال والمقاوم حائط رأسي أملس وسطح الأرض أفقي

$$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2C\sqrt{K_a} \qquad (٧-٩)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v + 2C\sqrt{K_p} \qquad (٧-١٠)$$

$$K_a = \frac{1 - sin\beta}{1 + sin\phi}, \qquad K_p = \frac{1}{K_a}$$

حيث $C=$ تماسك التربة.

$K_a=$ معامل ضغط التربة الفعال.

$K_p=$ معامل ضغط التربة المقاوم.

ويلاحظ إهمال قوى الشد التي تتولد في الطبقة السطحية من التربة بعمق Z_0 (في ضغط التربة الفعال). ويمكن حساب هذا العمق Z_0 نظريًا من المعادلة التالية:

$$Z_0 = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad (١١-٧)$$

ومن المشاهدات في الطبيعة فإن العمق Z_0 لا يتجاوز نصف ارتفاع الحائط.

٢/٢/١/٧ الحالة العامة

١/٢/٢/١/٧ ضغط التربة الفعال

في هذه الحالة يتم تقسيم التربة إلى أجزاء لكل جزء منها خواصه المتجانسة. وبافتراض أسطح انهيار مستوية تحد كل منطقة منها كما في الشكل ٧-٨ ودراسة اتزان هذه الكتل من التربة يتم حساب ضغط التربة على الحائط.

الضغط الفعال للتربة هو أكبر قيمة يتم الحصول عليها في هذه المحاولات التكرارية.

٢/٢/٢/١/٧ ضغط التربة المقاوم

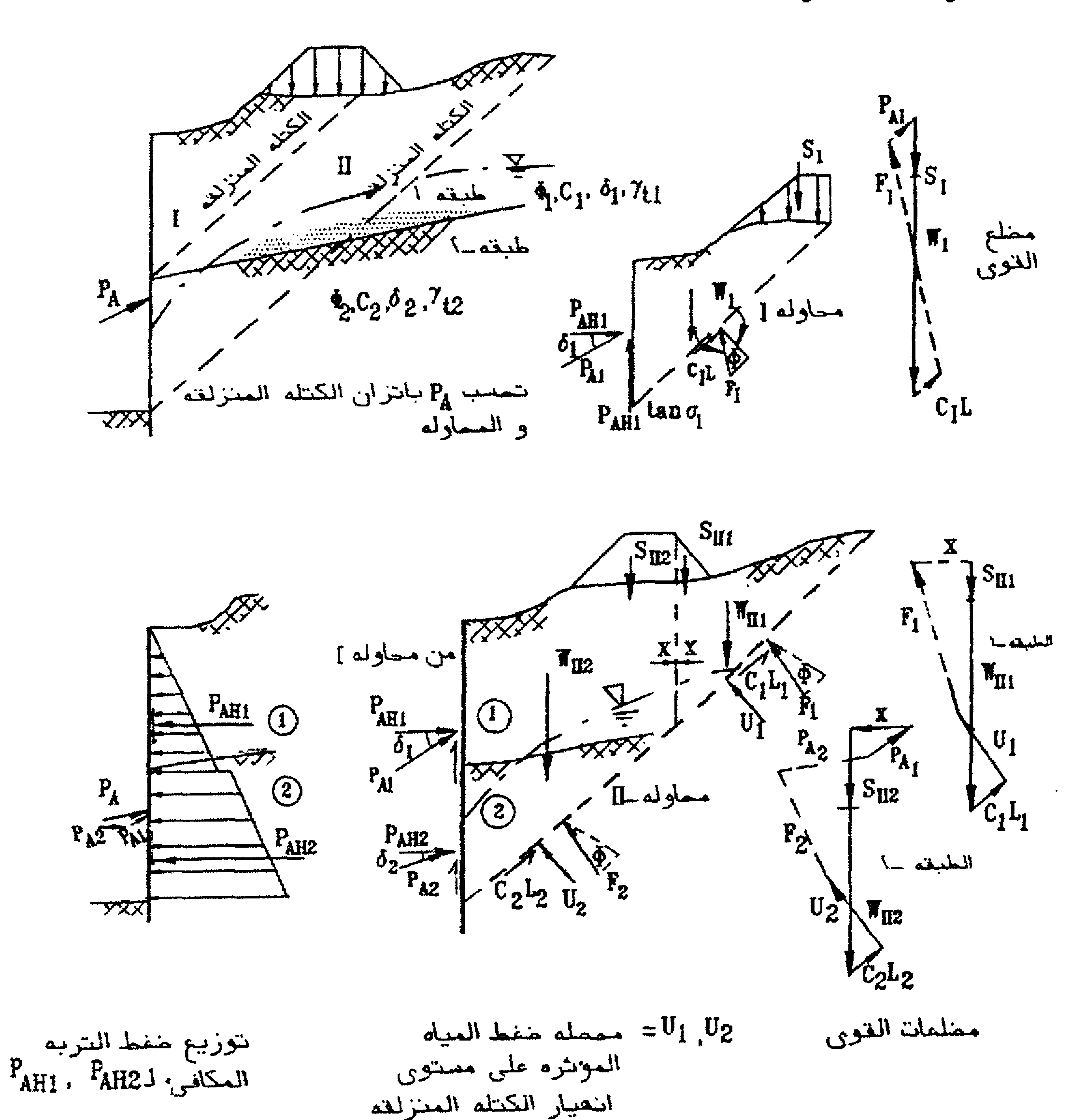
في هذه الحالة يتم الحل بفرض عدة أسطح انزلاق يتكون كل منها من قوس دائري وخط مستقيم (الشكل ٧-٩)، وبدراسة الاتزان لهذه الكتل من التربة يتم إيجاد أقل ضغط للتربة على الحائط أي الضغط المقاوم لها.

الجدول ٧-٢: معاملات الالتصاق لنوعيات التربة المتماسكة المختلفة

التماسك C_u كجم/سم٢	الالتصاق C_a كجم/سم٢
تربة لينة جدًا/لينة (صفر-٠.٢٥)	(صفر-٠.٢٥)
تربة متماسكة متوسطة (٠.٢٥-٠.٥٠)	(٠.٢٥-٠.٥٠)
تربة متماسكة جامدة (٠.٥٠-١.٠)	(٠.٥٠-٠.٧٥)
تربة متماسكة جامدة جدًا (١-٢)	(٠.٧٥-٠.٩٥)
تربة متماسكة صلبة (٢-٤)	(٠.٩٥-١.٣٠)

حالات التطبيق لضغط التربة الفعال:

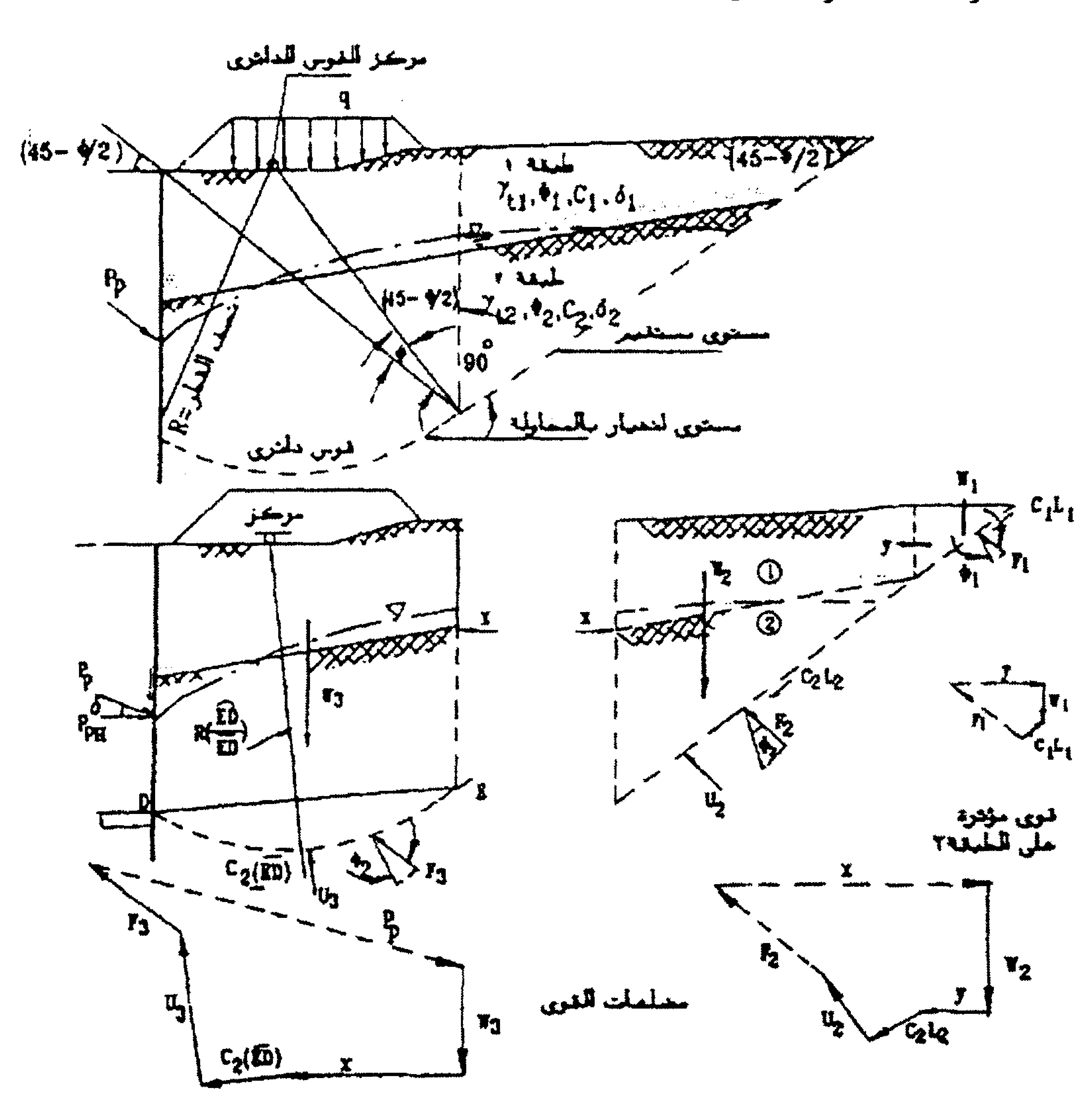
- وجود تكسير بسطح الردم الخلفي.
- وجود أحمال حية غير منتظمة.
- وجود احتكاك بين التربة والحائط.
- ردم خلفي مكون من طبقات.
- مستوى المياه الجوفية مائل.



الشكل ٧-٨: الحالة العامة لحساب ضغط التربة الفعال

حالات التطبيق لضغط التربة المقاوم:

- وجود تكسير بسطح الردم الخلفي.
- وجود أحمال حية غير منتظمة.
- وجود احتكاك بين التربة والحائط.
- ردم خلفي مكون من طبقات.
- مستوى المياه الجوفية مائل.



الشكل ٧-٩: الحالة العامة لحساب ضغط التربة المقاوم

الجدول ٧-٣: معاملات الاحتكاك القصوى للمواد المختلفة

نوع الحائط والتربة المجاورة	معامل الاحتكاك	زاوية الاحتكاك بالدرجات
أ) حائط من الخرسانة أو المباني على المواد التالية:		
• صخر نقي طنان.	٠.٧	٣٥
• زلط نقي - خليط من الزلط والرمل - رمل خشن	٠.٦٠-٠.٥٥	٣١-٢٩
• رمل نقي ناعم إلى متوسط الخشونة - رمل طمي متوسط الخشونة وخشن - زلط طمي أو طيني.	٠.٥٥-٠.٤٥	٢٩-٢٤
• رمل نقي ناعم - رمل طمي أو طيني ناعم إلى متوسط الخشونة.	٠.٤٥-٠.٣٥	٢٤-١٩
• طمي رملي ناعم - طمي غير لدن.	٠.٣٥-٠.٣٠	١٩-١٧
• طين جامد جدًا وصلب متصلد أو سابق التصلد.	٠.٥٠-٠.٤٠	٢٦-٢٢
• طين متوسط إلى جامد - طين طمي.	٠.٣٥-٠.٣٠	١٩-١٧
ب) الستائر اللوحية من الصلب:		
• زلط نقي - خليط من الزلط والرمل - ردم من الصخر جيد التدرج.	٠.٤٠	٢٢
• رمل نقي - خليط من رمل وزلط وطمي - ردم من الصخر الصلب ذو المقاس الواحد.	٠.٣٠	١٧
• رمل طمي - رمل أو زلط مخلوط بالطمي أو الطين.	٠.٢٥	١٤
• طمي رملي ناعم - طمي غير لدن.	٠.٢٠	١١
ج) الستائر اللوحية الخرسانية:		
• زلط نقي - خليط من الرمل والزلط - ردم من الصخر جيد التدرج.	٠.٥٠-٠.٤٠	٢٦-٢٢
• رمل نقي - خليط من الرمل الطيني والزلط - ردم من الصخر.	٠.٤٠-٠.٣٠	٢٢-١٧
• رمل طمي - خليط من الرمل أو الزلط مع الطين أو الطمي.	٠.٣٠	١٧
• طمي رملي ناعم - طمي غير لدن.	٠.٢٥	١٤
د) مواد إنشائية متغيرة:		
• مباني على مباني - صخور نارية ومتحولة.	٠.٧	٣٥
• صخر طري مستوى على صخر طري مستوى.	٠.٧	٣٥
• صخر صلب مستوى على صخر طري مستوى.	٠.٦٥	٣٣
• صخر صلب مستوى على صخر صلب مستوى.	٠.٥٥	٢٩
• مباني على خشب.	٠.٥٠	٢٦
• حديد على حديد عند الوصلات.	٠.٣٠	١٧

٣/١/٧ حساب ضغط التربة الجانبي على الحوائط الساندة الجسيئة الناشئ عن الأحمال الحية

١/٣/١/٧ حمل موزع بانتظام

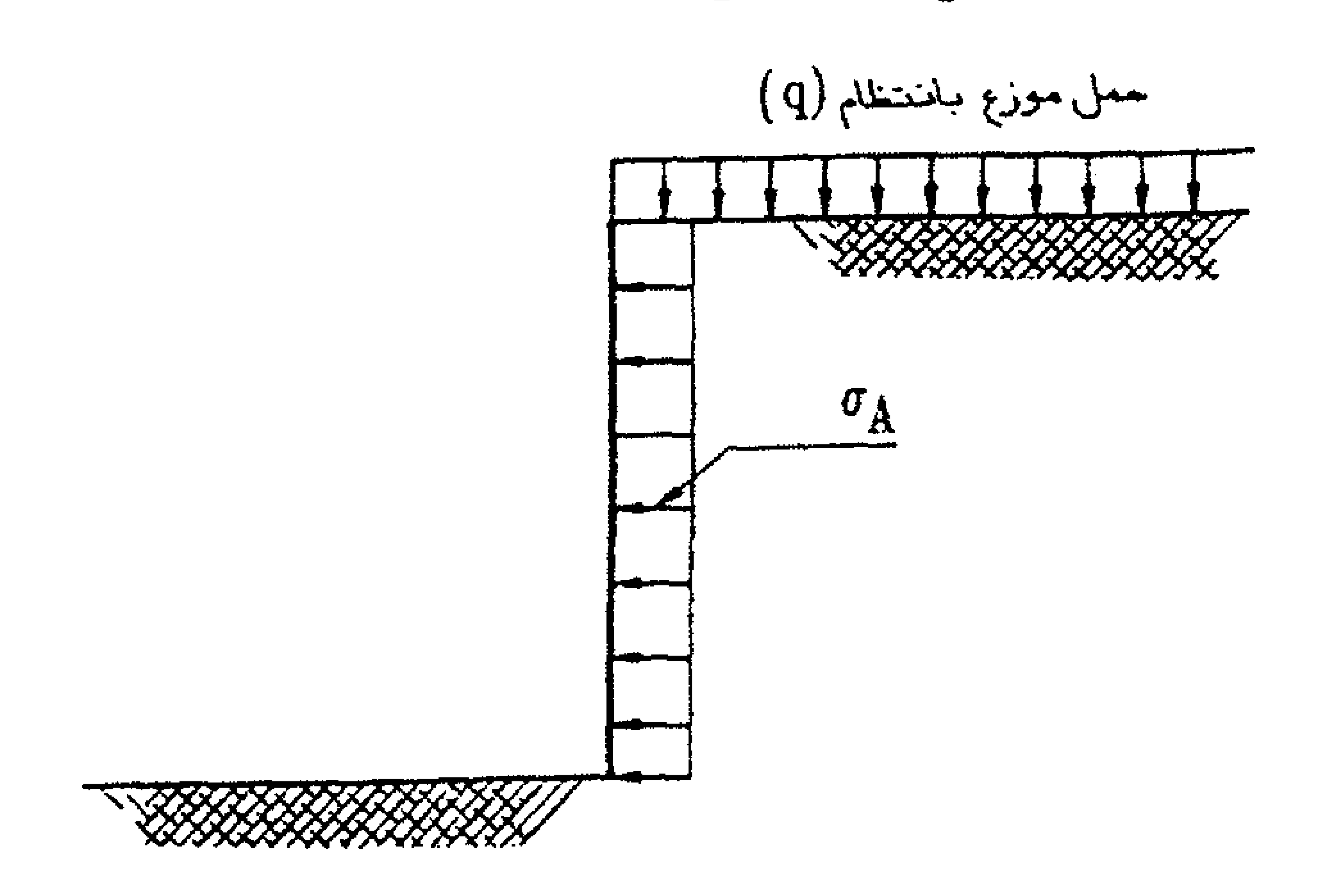
في حساب ضغط التربة الجانبي على الحوائط الجسيئة الناشئ عن حمل موزع بانتظام كثافته q تستخدم المعادلتان التاليتان:

$$\sigma_a = K_a \cdot q \qquad (١٢-٧)$$

$$\sigma_p = K_p \cdot q \qquad (١٣-٧)$$

حيث

K_a ، K_p = معاملات ضغط التربة الفعال والمقاوم المناظرة لظروف الحائط والتربة، وتوزيع ضغط التربة الجانبي منتظم مع العمق (الشكل ٧-١٠).



الشكل ٧-١٠: ضغط جانبي ناتج عن حمل موزع بانتظام

٢/٣/١/٧ حمل موزع بانتظام على مساحة مستطيلة

يتم حساب الضغط الجانبي للتربة تحت ركن المساحة المحملة الملاصق للحائط من المعادلة التالية:

$$\sigma_h = I_p \cdot q \qquad (١٤-٧)$$

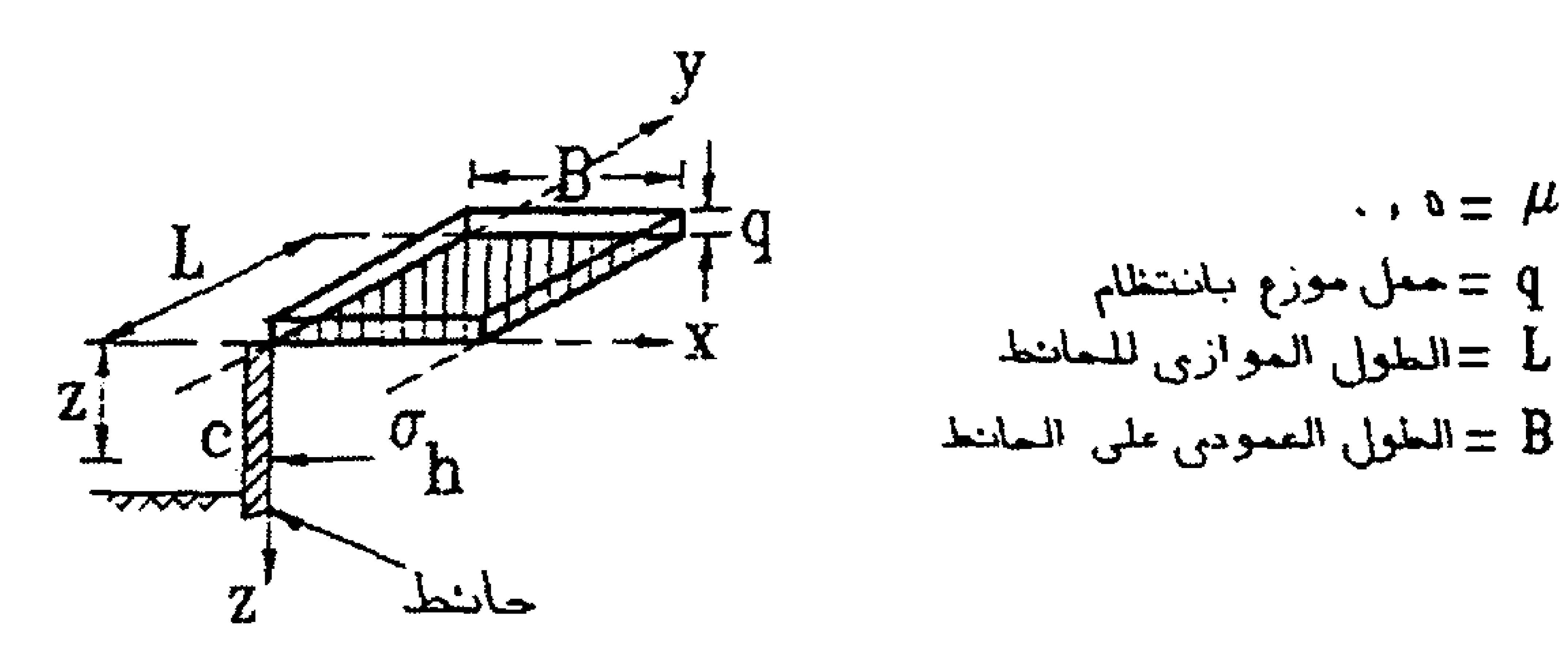
حيث I_p = معامل ضغط التربة الجانبي والذي يستنتج من الشكل ٧-١١.

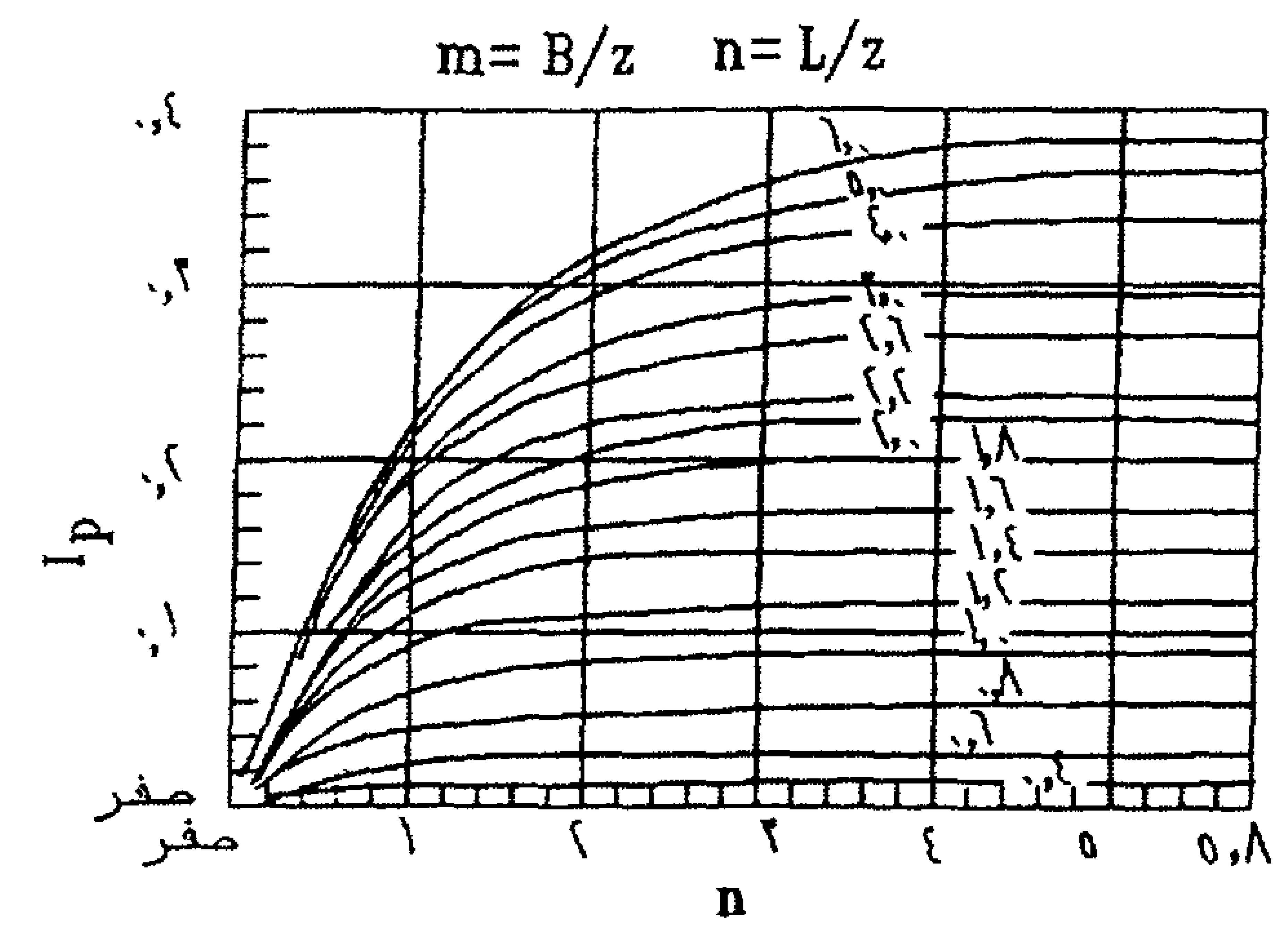
٣/٣/١/٧ حمل شريطي منتظم

يتم حساب الضغط الجانبي للتربة من المعادلة التالية:

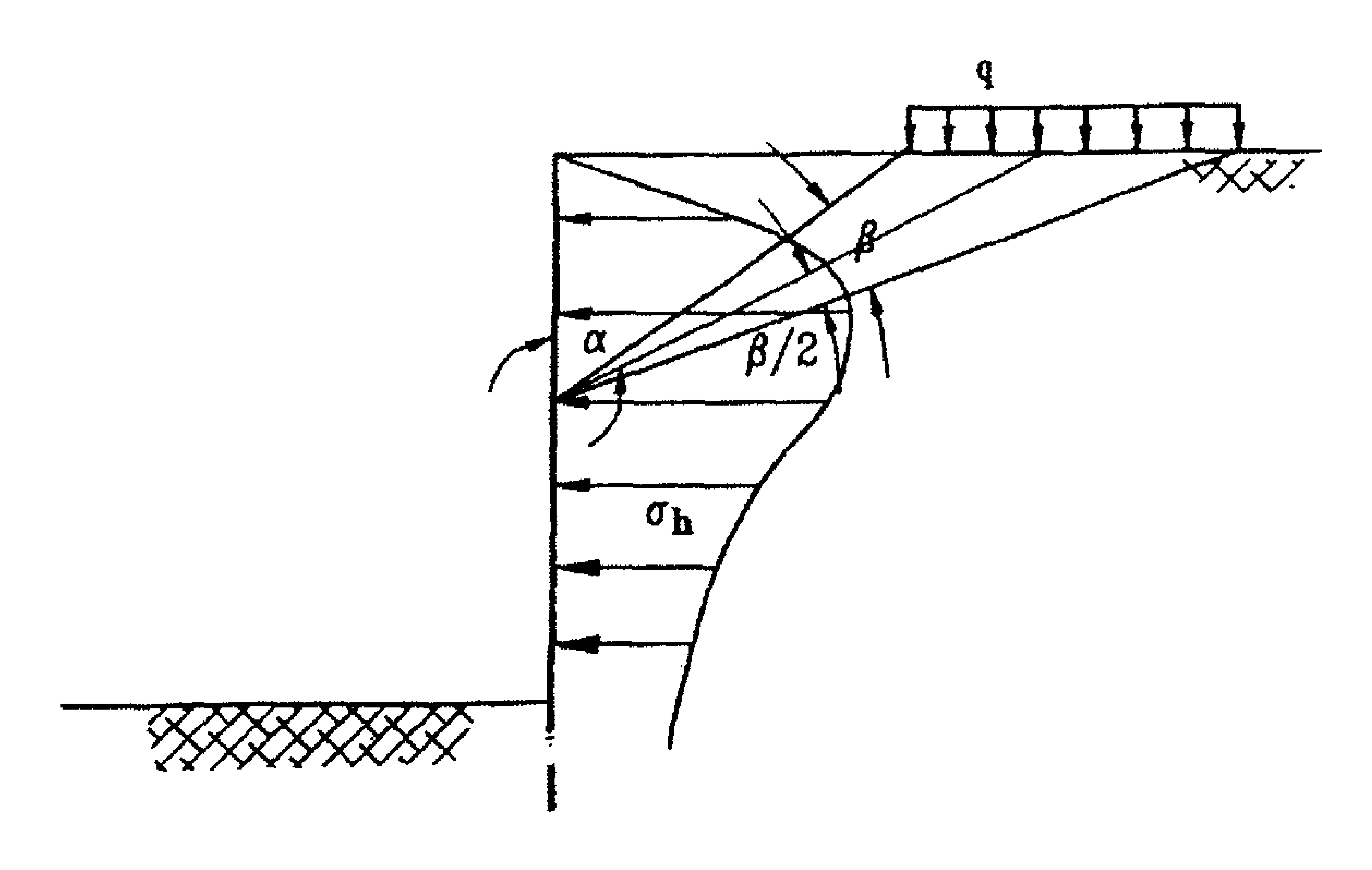
$$\sigma_h = \frac{2q(\beta - \sin\beta \cos 2\alpha)}{\pi} \qquad (١٥-٧)$$

الشكل ٧-١٢ يوضح توزيع الضغط الجانبي مع العمق.





الشكل ٧-١١: المعامل I_p للأحمال الموزعة على مساحة مستطيلة



الشكل ٧-١٢: توزيع الضغط الجانبي نتيجة حمل شريطي منتظم

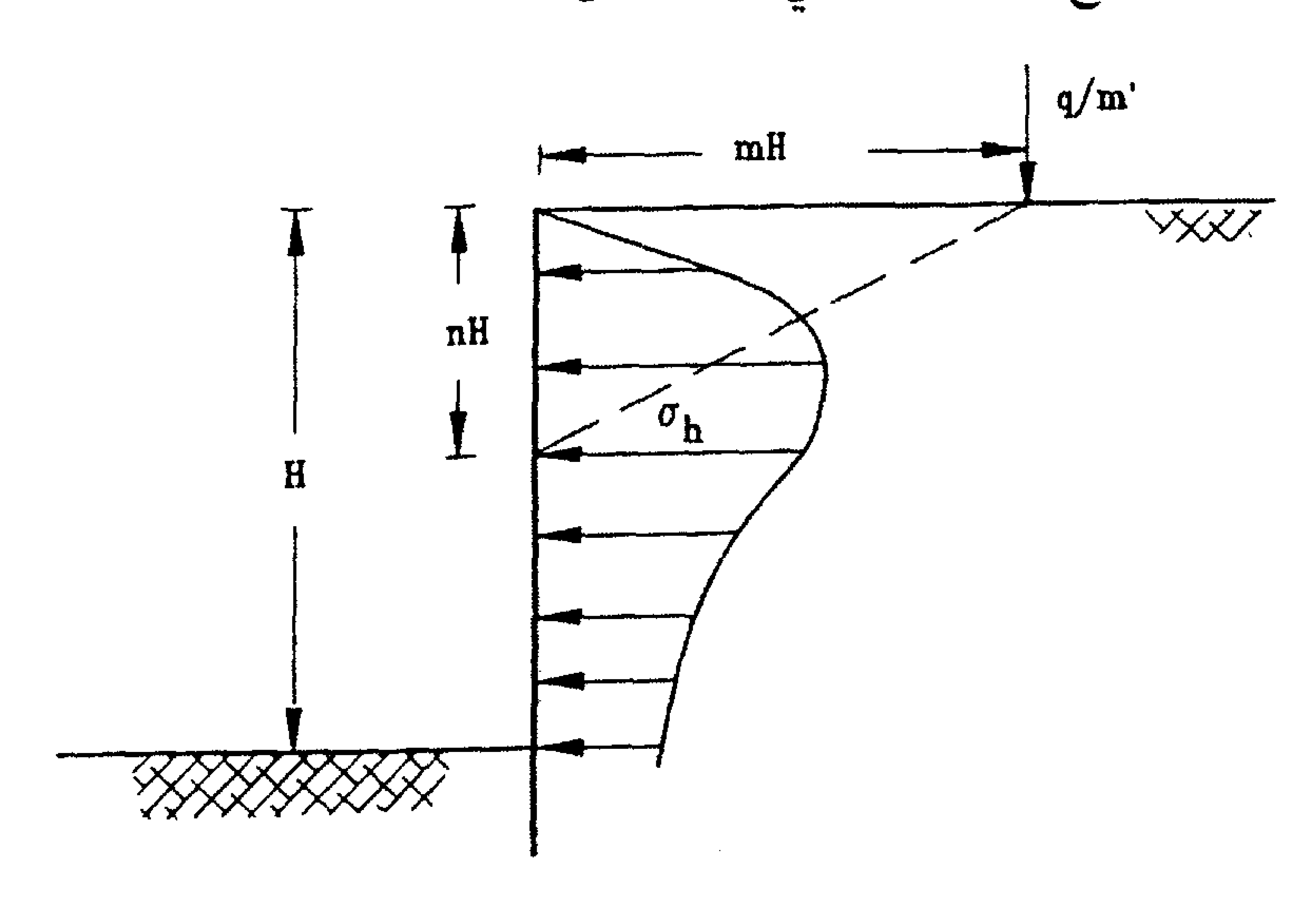
٤/٣/١/٧ حمل خطي

يتم حساب الضغط الجانبي من المعادلتين التاليتين:

$$\sigma_h = 1.270\frac{q}{H}\cdot\frac{m^2\cdot n}{\left(m^2+n^2\right)^2} \qquad m>0.4 \qquad (٧-١٦)$$

$$\sigma_h = 0.203\frac{q}{H}\cdot\frac{n}{\left(0.16+n^2\right)^2} \qquad m<0.4 \qquad (٧-١٧)$$

الشكل ٧-١٣ يبين توزيع الضغط الجانبي للتربة على الحائط.



الشكل ٧-١٣: توزيع الضغط الجانبي نتيجة حمل خطي

٥/٣/١/٧ حمل مركز

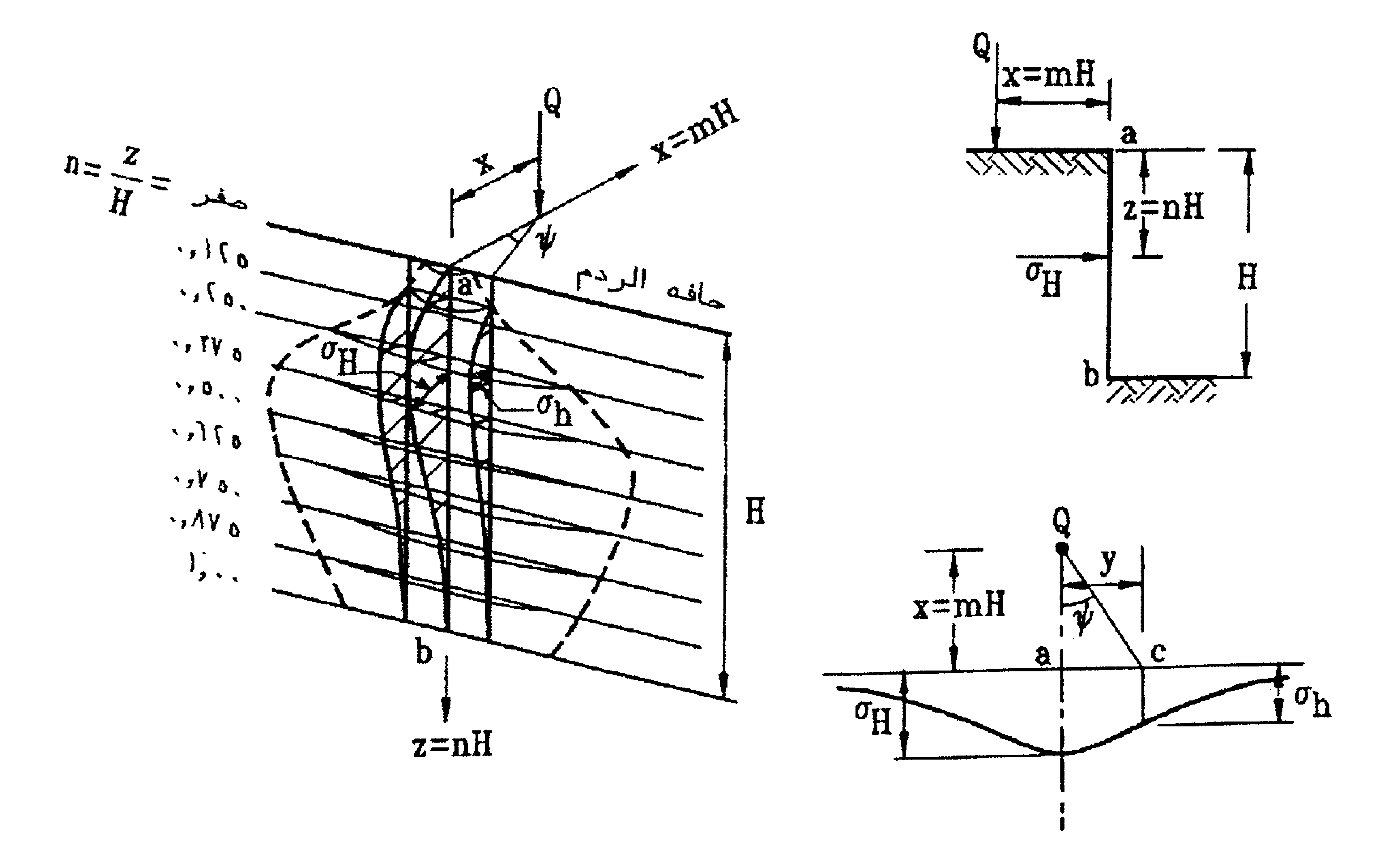
يتم حساب الضغط الجانبي σ_h من المعادلتين التاليتين:

$$\sigma_H = 1.770\frac{Q}{H^2}\cdot\frac{m^2\cdot n^2}{\left(m^2+n^2\right)^3} \qquad m>0.4 \qquad (٧-١٨)$$

$$\sigma_H = 0.280\frac{Q}{H^2}\cdot\frac{n^2}{\left(0.16+n^2\right)^3} \qquad m<0.4 \qquad (٧-١٩)$$

الشكل ٧-١٤ يوضح أن كثافة الضغط الجانبي في التربة يتغير رأسيًا مع العمق وأفقيًا مع البعد عن الحمل المركز، حيث:

$$\sigma_h = \sigma_H \cos^2\left(1.1\Psi\right)$$



الشكل ٧-١٤: توزيع الضغط الجانبي في التربة تحت تأثير حمل مركز

٤/١/٧ ضغط التربة الجانبي على الحوائط الساندة الناتج عن الزلازل

يُرجع إلى البند ٦/٢/٦.

٥/١/٧ اعتبارات عند حساب الضغوط الجانبية على الحوائط الساندة الناتجة عن حالات خاصة

١/٥/١/٧ انتفاخ التربة

انتفاخ التربة الطينية يؤدي إلى ضغوط جانبية كبيرة على الحوائط الساندة ومن الأفضل تقليل احتمال حدوث هذه الضغوط وذلك باستخدام تربة رملية كردم خلفي وعمل طريقة مناسبة لتصريف المياه المتسربة.

٢/٥/١/٧ تمدد المنشأ

يجب الأخذ في الاعتبار تمدد أو انكماش المنشأ العلوي وما يصاحبه من إزاحة للحائط تغير بالتبعية من قيم الضغط الجانبي للتربة على الحائط الساند.

كما تؤثر على الحوائط الساندة التي تحمل منشآت ذات ركائز متحركة قوة احتكاك باتجاه وفي مستوى حركة الركائز. يجب اعتبار هذه القوى في تصميم الحائط.

٣/٥/١/٧ دمك الردم الخلفي

يدمك الردم الخلفي للحوائط الساندة باستخدام أدوات دمك يدوية أو أدوات دمك ميكانيكية خفيفة الوزن. إذا استعملت معدات دمك ميكانيكية فيجب اعتبار ذلك في دراسة اتزان الحائط. ويفضل استعمال آلات الدمك الميكانيكية الثقيلة بعيدًا عن كتلة التربة المنزلقة.

٤/٥/١/٧ ظروف التنفيذ

يجب اعتبار تأثير الأحمال الحية الناشئة عن تشوينات أدوات الحفر والتربة الناتجة من الحفر عند حساب الضغوط الجانبية على الحوائط الساندة.

٣/٧ الحوائط التثاقلية

الحوائط التثاقلية هي أحد أنواع الحوائط الساندة، تُقسم الحوائط الساندة من حيث اتزانها إلى الأنواع التالية:

- الحوائط التثاقلية التي تعتمد في اتزانها على وزنها ووزن الردم فوقها.
- الحوائط اللوحية التي تعتمد في اتزانها على تولد ضغط مقاوم من التربة على الحائط، مثل الحوائط من الستائر اللوحية والحوائط اللوحية.
- الردم المسلح الذي يعتمد في اتزانه على الاحتكاك الداخلي المتولد بين عناصر التسليح والردم.

١/٢/٧ الأنواع

تقسم الحوائط الساندة التثاقلية إلى الأنواع التالية:

١. حوائط كتلية من الطوب أو الحجارة أو الخرسانة العادية.
٢. حوائط من الخرسانة المسلحة.
٣. حوائط مفتوحة من الأخشاب أو من الخرسانة المسلحة سابقة التجهيز أو من القطاعات المعدنية.

٢/٢/٧ مواد الصنع والإجهادات

يجب أن تكون المواد المستخدمة في الإنشاء وإجهادات التشغيل لها مطابقة للمواصفات القياسية المصرية.

٣/٢/٧ القوى المؤثرة على الحائط

بعد افتراض أبعاد ابتدائية للحائط وفق نوعه، يتم حساب القوى التالية:

١. وزن الحائط والردم الموجود فوقه.

٢. الضغوط الجانبية المؤثرة على الحائط والناتجة عن وزن الردم الخلفي.

٣. الأحمال الحية والميتة الموجودة على الحائط والردم فوقه.

٤. الضغوط الجانبية الناتجة عن الأحمال الحية والميتة على الردم الخلفي.

٥. ضغوط المياه وخاصة عند الفواصل الإنشائية التي يحتمل تسرب المياه خلالها.

٦. القوى الناتجة عن تأثير الزلازل.

٧. تأثير الأمواج.

٨. القوى الناتجة عن تراكي السفن.

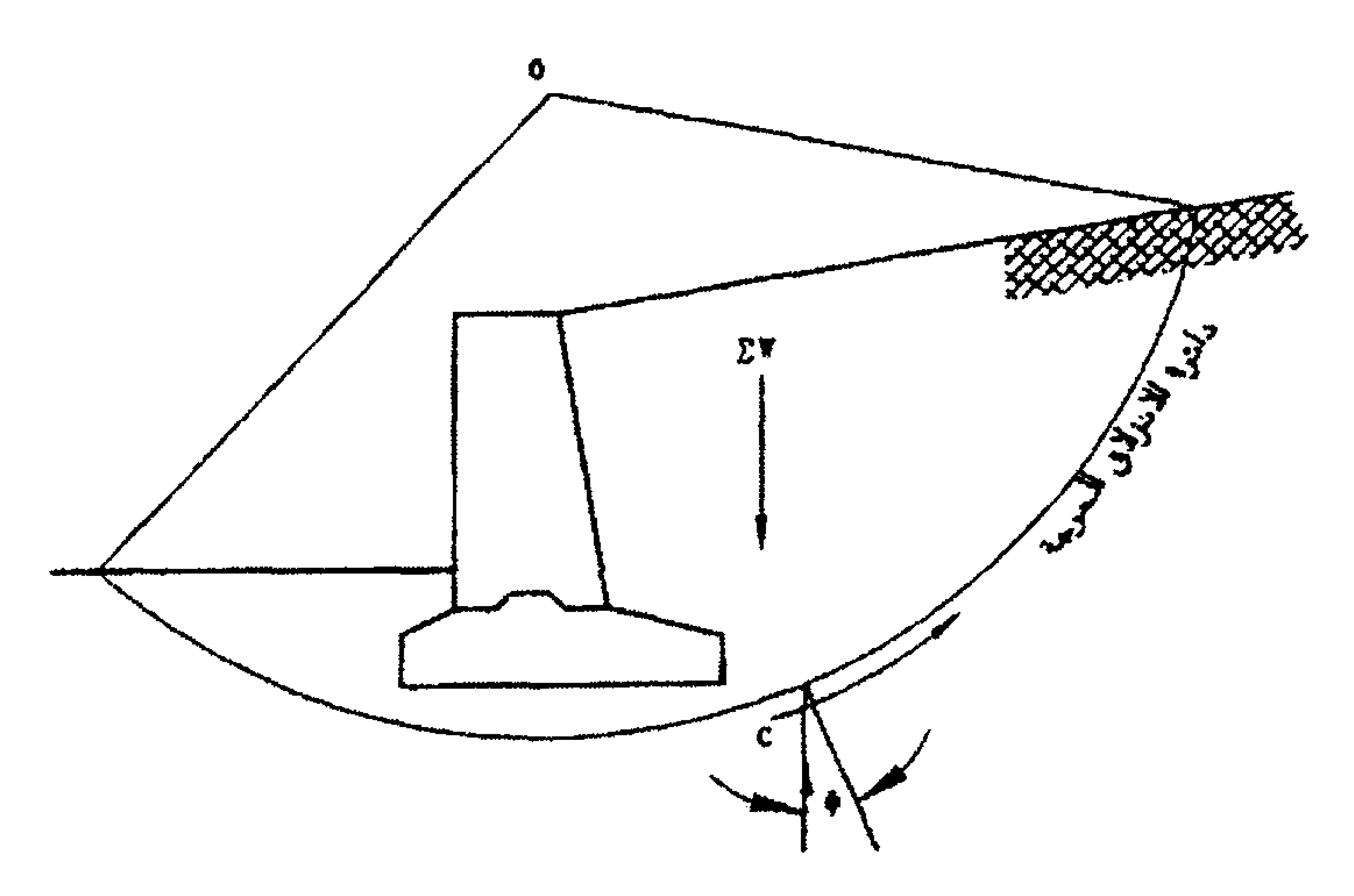
٩. أي قوى أخرى تتولد أثناء التنفيذ أو التشغيل للحائط.

٤/٢/٧ اتزان الحوائط

١/٤/٢/٧ ثبات الحائط ضد انزلاق التربة المحيطة

يجب التحقق من كفاية معامل الأمان ضد الانزلاق الدوراني للحائط وكتلة التربة المحيطة (الشكل ٧-١٥). يُرجع في حساب معامل الأمان ضد الانزلاق إلى طرق دراسة اتزان الميول.

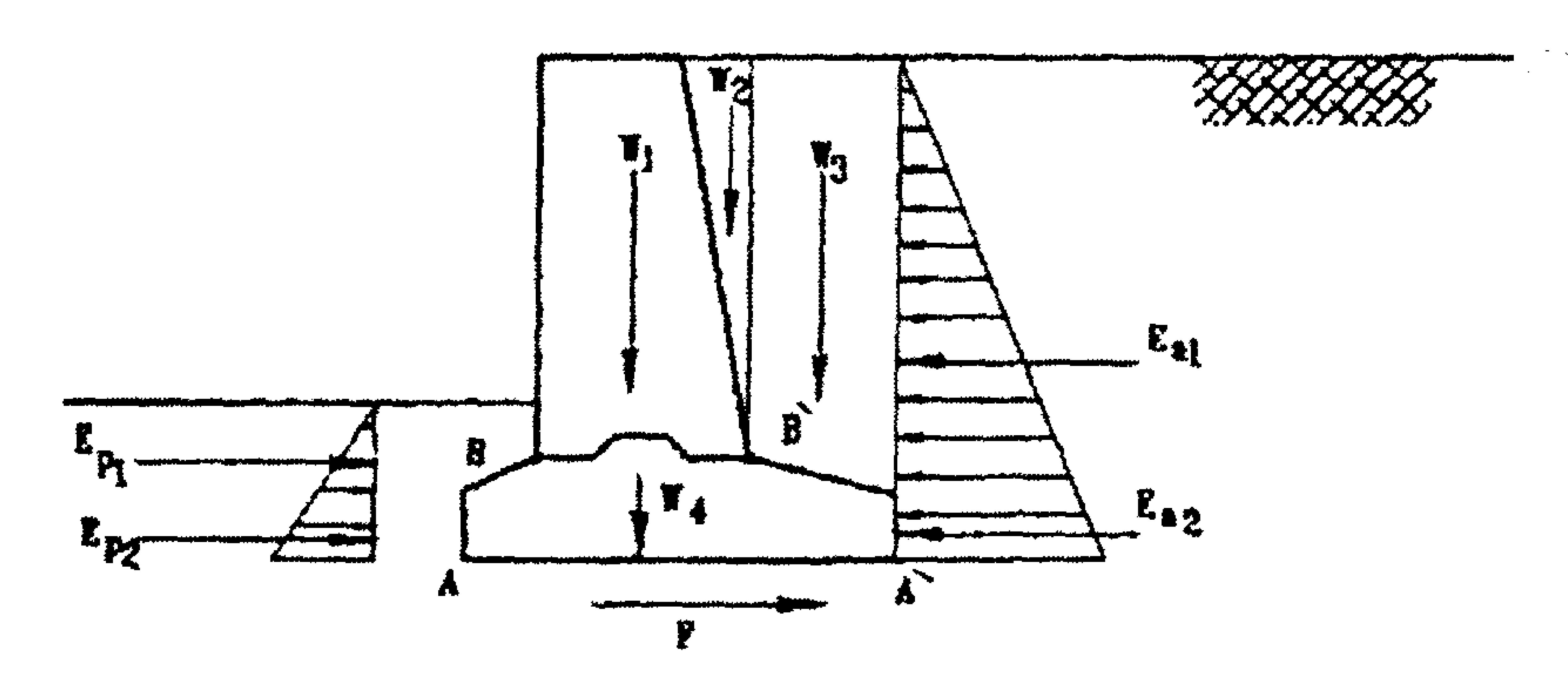
في حالة تعيين خصائص التربة من نتائج اختبارات معملية يجب ألا يقل معامل الأمان ضد الانزلاق عن ١.٥.



الشكل ٧-١٥: ثبات الحائط ضد انزلاق التربة المحيطة

٢/٤/٢/٧ ثبات الحائط ضد الانقلاب

يجب التحقق من كفاية معامل الأمان ضد دوران الحائط حول القدم (النقطة A) وحول النقطة B في حالة تغير قطاع الحائط (الشكل ٧-١٦).



الشكل ٧-١٦: ثبات الحائط ضد الانقلاب وضد الانزلاق إلى الأمام

معامل الأمان = **Error!**

يجب ألا يقل معامل الأمان عن ٢.

٣/٤/٢/٧ ثبات الحائط ضد الانزلاق إلى الأمام

يجب التحقق من كفاية معامل الأمان ضد انزلاق الحائط إلى الأمام (الشكل ٧-١٦).

معامل الأمان = **Error!**

يجب ألا يقل معامل ثبات الحائط ضد الانزلاق إلى الأمام عن ٢.

يجب التحقق من عدم انزلاق جذع الحائط على القاعدة عند القطاع $BB^{\backslash}$، ويحسب معامل الأمان كما يلي:

معامل الأمان ضد انزلاق جذع الحائط = **Error!**

القوى المقاومة للانزلاق = إجهاد القص المسموح به في الخرسانة × عرض المفتاح أو قوى الاحتكاك بين جذع الحائط وقاعدته

معامل الأمان لا يقل عن ١.٥ في حالة وجود مفتاح رباط، ولا يقل عن ٢ في حالة عدم استخدام مفتاح رباط.

٤/٤/٢/٧ إجهادات التماس بين التربة وأساس الحائط

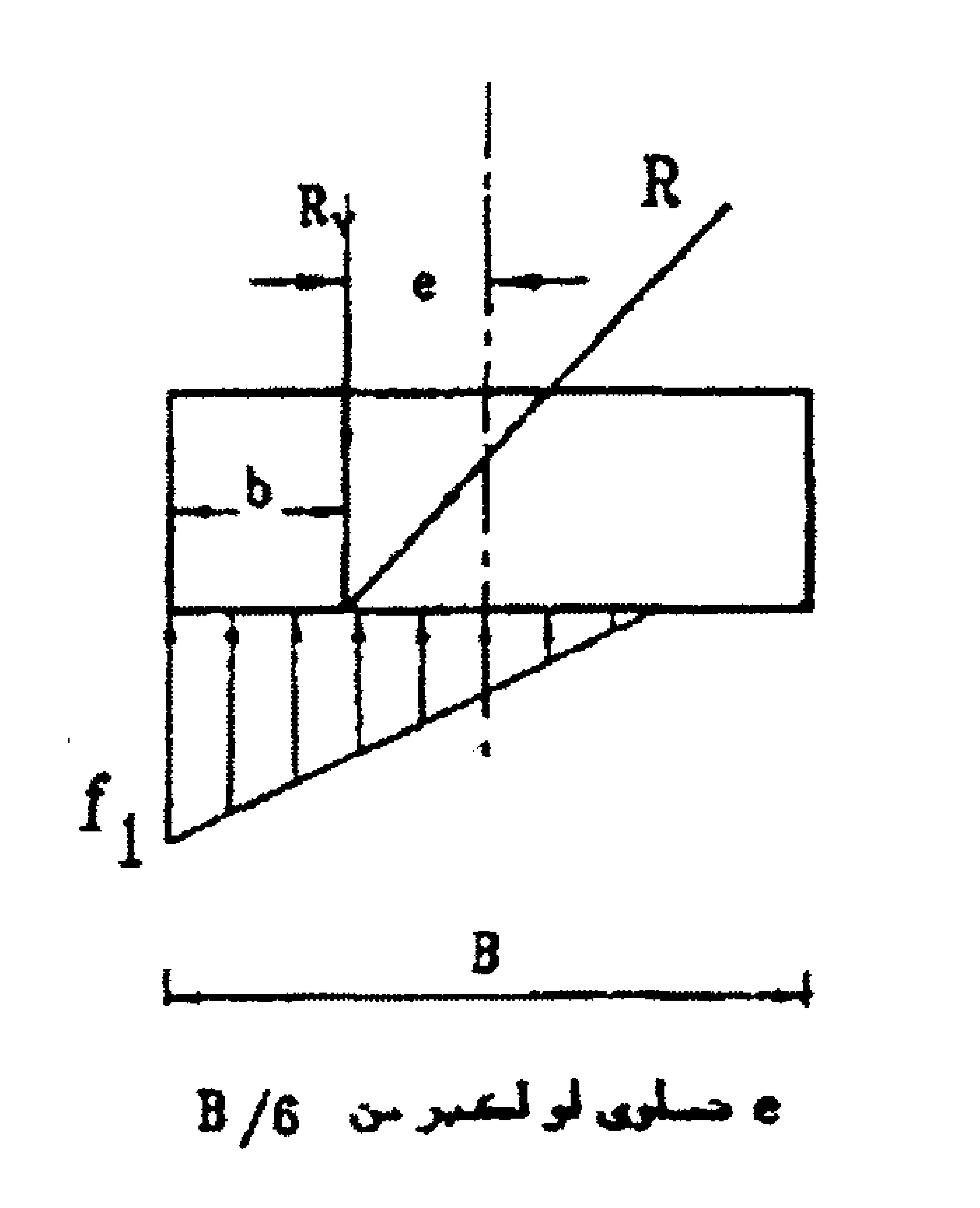
تحسب إجهادات التماس التي تتولد من جميع القوى المؤثرة على الحائط بافتراض توزيعها خطيًا.

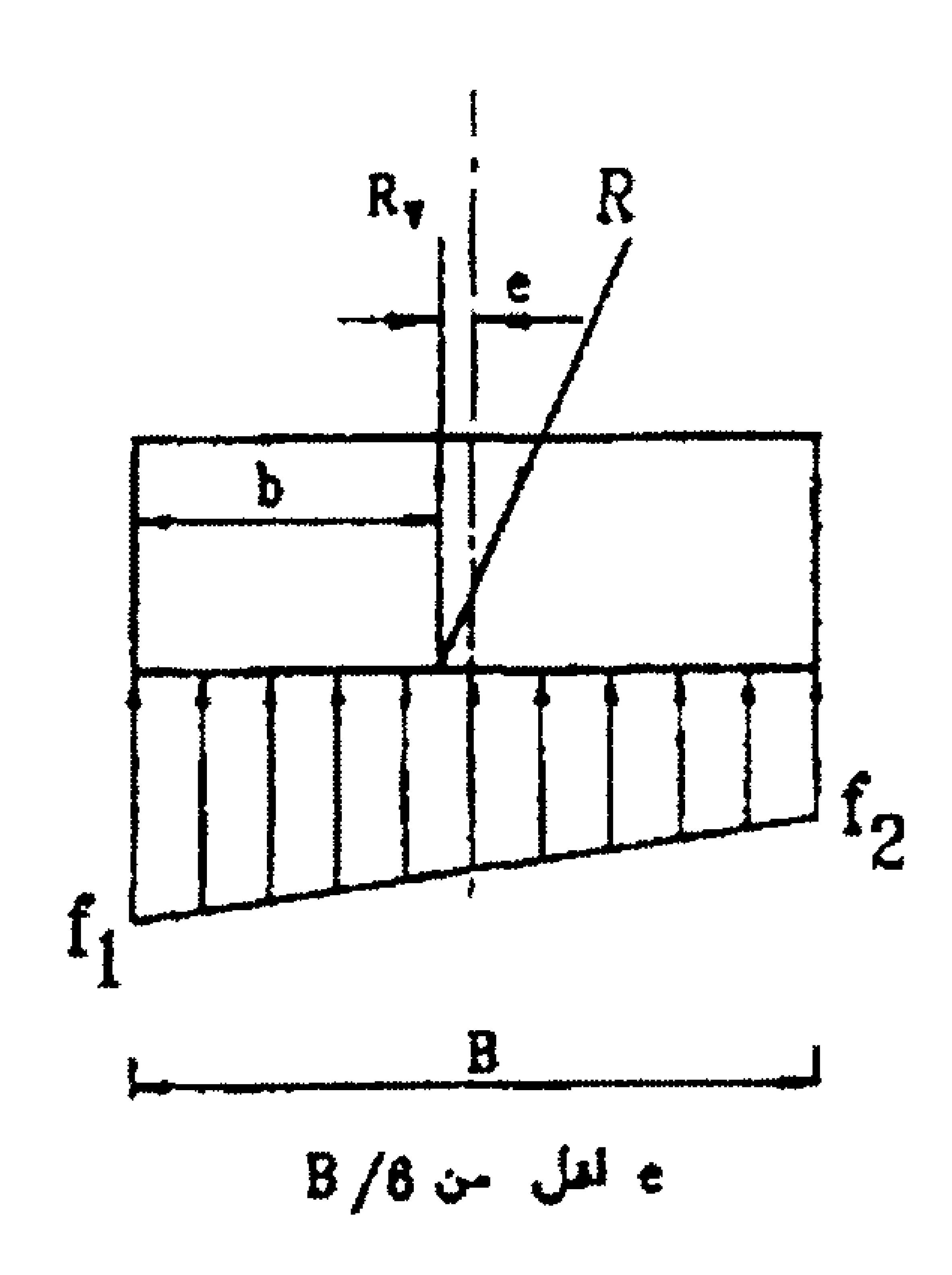
إذا وقعت المحصلة R في الثلث الأوسط لقاعدة الأساس (الشكل ٧-١٧) تكون الإجهادات كما يلي:

$$f_{\frac{1}{2}} = \frac{R_v}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad (٧-٢٠)$$

إذا وقعت المحصلة خارج الثلث الأوسط للقاعدة فيعين التوزيع كالتالي:

$$\left.\begin{aligned} f_{\frac{1}{2}} &= \frac{2}{3}\cdot\frac{R_v}{\frac{B}{2}-e} \\ f_2 &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (٧-٢١)$$



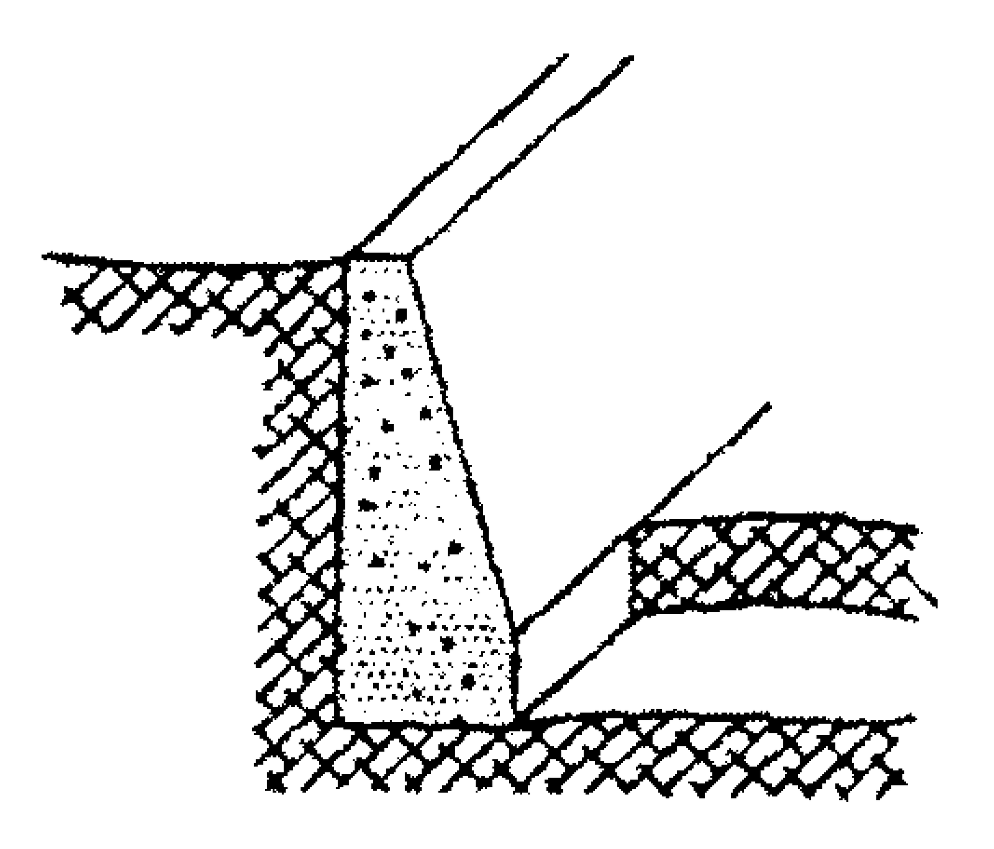


الشكل ٧-١٧: التوزيع الخطي لإجهادات التماس

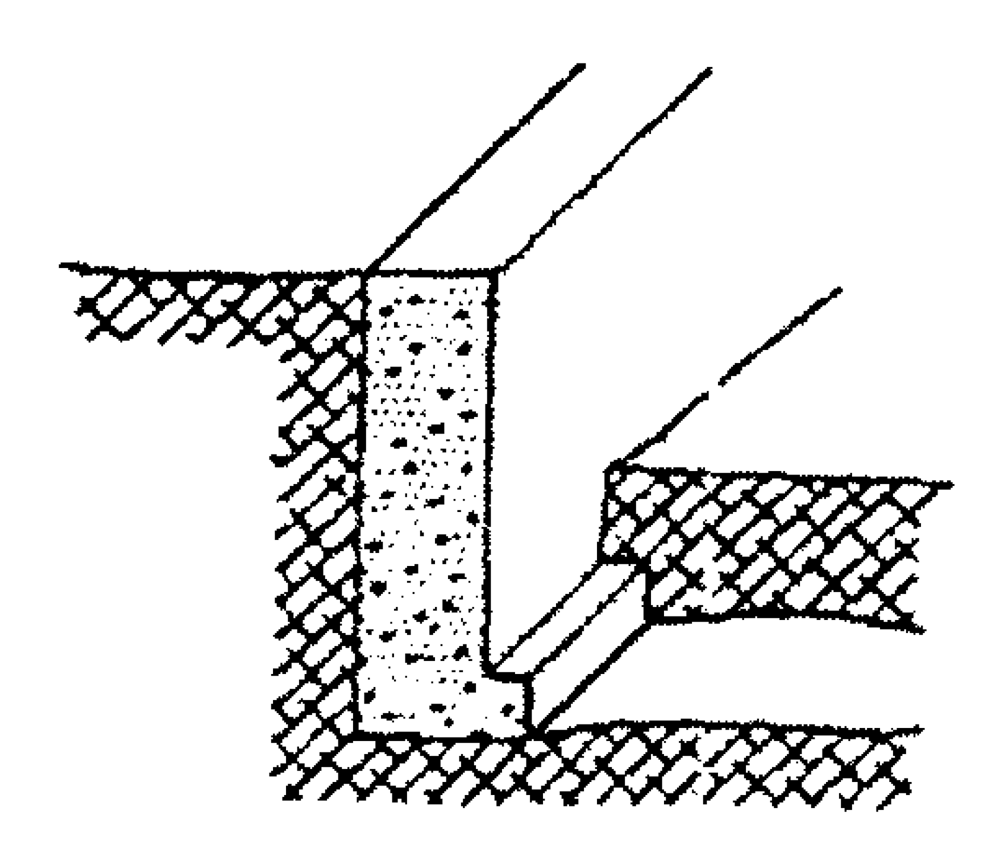
يجب ألا يزيد إجهاد التماس عند القدم toe عن إجهاد التحميل المأمون للتربة وذلك لتجنب مشاكل الهبوط وميل الحائط.

٥/٢ هبوط الحوائط

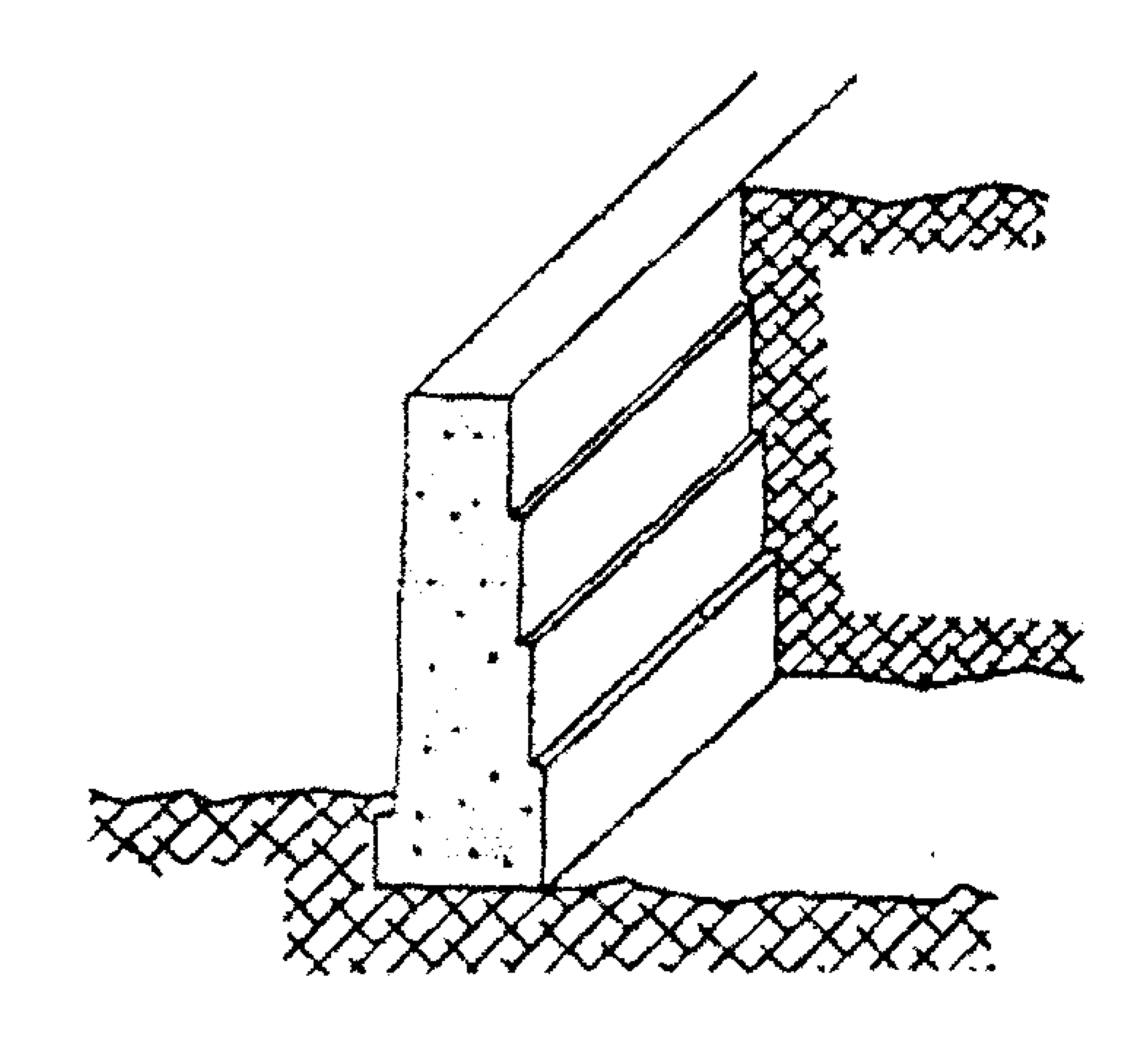
يجب حساب هبوط الحائط وفرق الهبوط الحادث عند مستوى قاعدته والتأكد من أن قيمها في حدود القيم المسموح بها. ويرجع في ذلك إلى الجزء الثالث من الكود الخاص بالأساسات الضحلة.



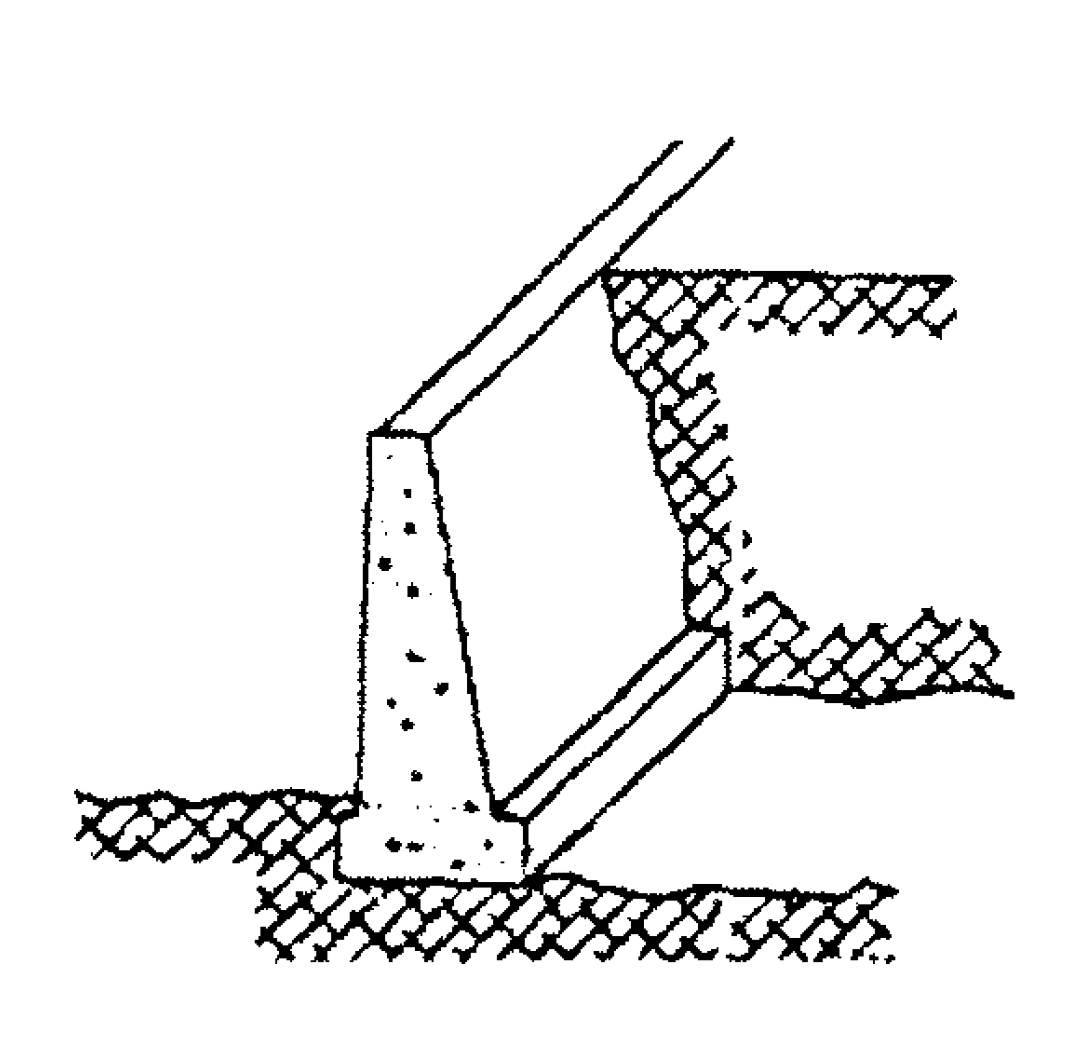
ب- حائط ذو وجه أمامي مائل



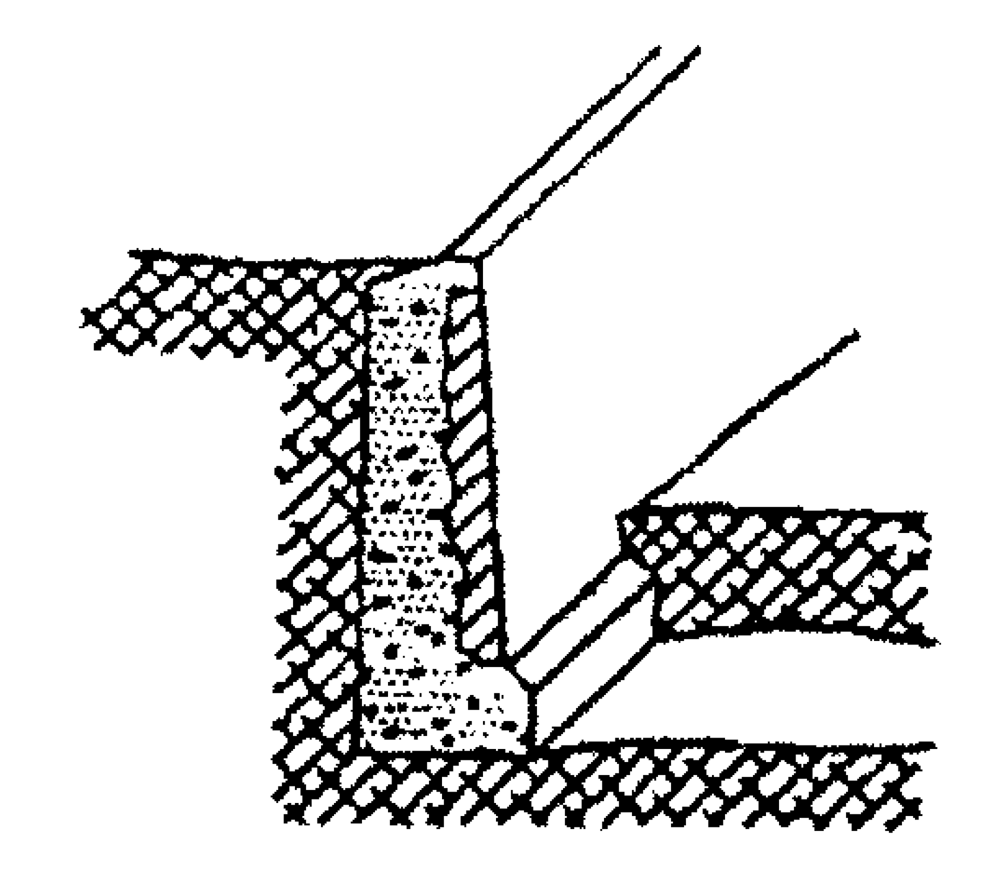
أ- حائط مبسط الشكل



د- حائط ذو وجه خلفي مدرج



جـ- حائط ذو وجه خلفي مائل



هـ - حائط ذو وجه أمامي من الطوب

الشكل ٧-١٨: نماذج حوائط كتلية من الخرسانة العادية

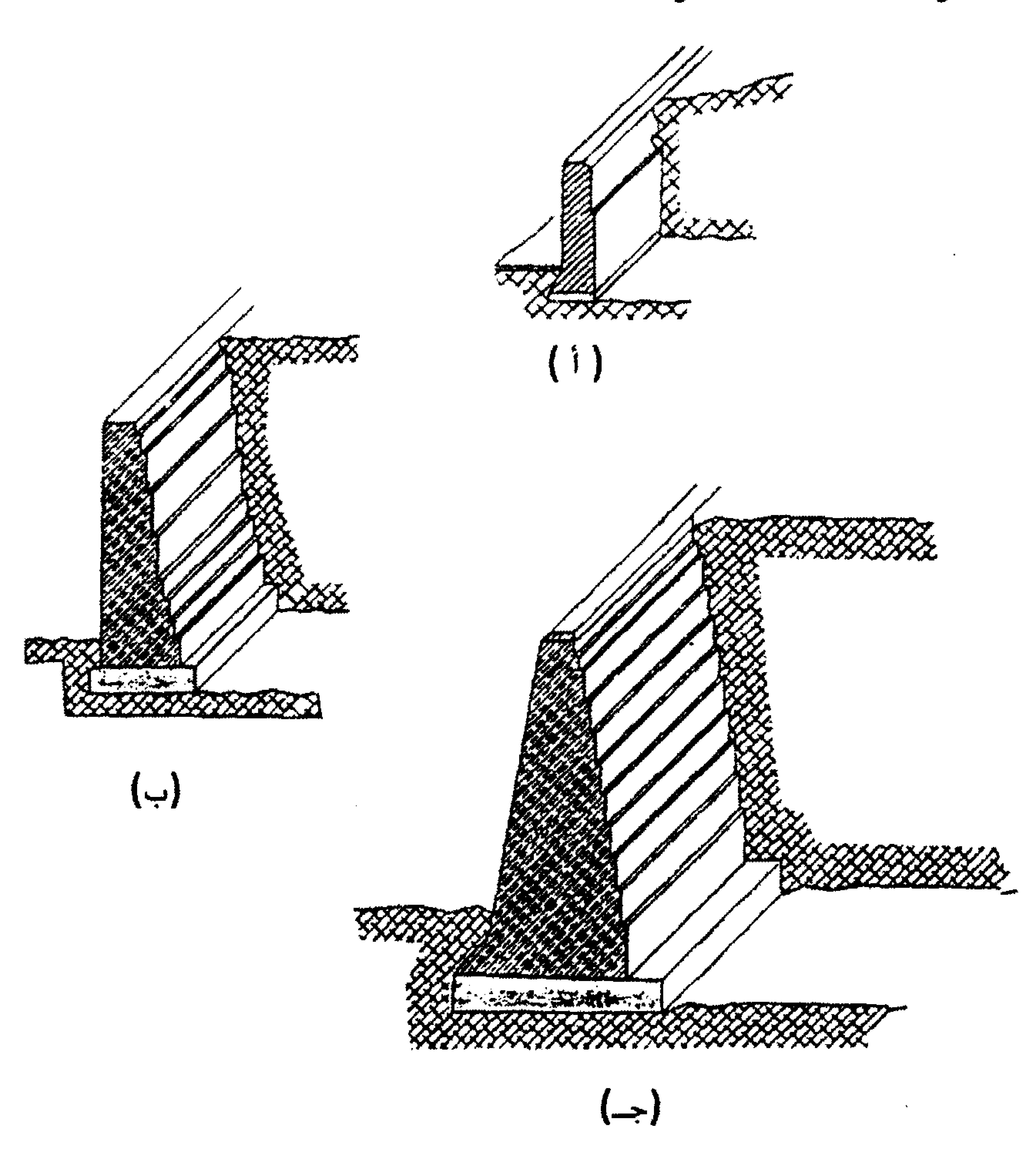
٦/٢/٧ الحوائط الكتلية

١/٦/٢/٧ عام

يفضل استخدام الحوائط الكتلية نظرًا لانخفاض تكاليف إنشائها وعندما لا يتواجد عمال مهرة أو إشراف جيد أثناء تنفيذ الحائط، وعندما تحتوي التربة المراد سندها على أملاح، أو إذا كان الحائط معرضًا إلى أحمال صدمية.

ويمكن تقسيم الحوائط الكتلية طبقًا للمواد المستخدمة إلى الآتي:

١. حوائط من الخرسانة العادية (الشكل ٧-١٨).
٢. حوائط من الطوب أو الحجارة (الشكل ٧-١٩).
٣. حوائط مكونة من خليط من النوعين السابقين.



الشكل ٧-١٩: نماذج حوائط كتلية من الطوب

٢/٦/٢/٧ أسس التصميم

١/٢/٦/٢/٧ افتراض أبعاد ابتدائية

يوضح الشكل ٧-٢٠ الأبعاد الأساسية التي يرجع إليها عند البدء في تصميم الحائط.

٢/٢/٦/٢/٧ القوة المؤثرة

يرجع إلى البند ٧/٢/٣.

٣/٢/٦/٢/٧ دراسة الاتزان

يرجع إلى البند ٧/٢/٤.

٤/٢/٦/٢/٧ دراسة الهبوط

يرجع إلى البند ٧/٢/٥.

٥/٢/٦/٢/٧ التصميم الإنشائي

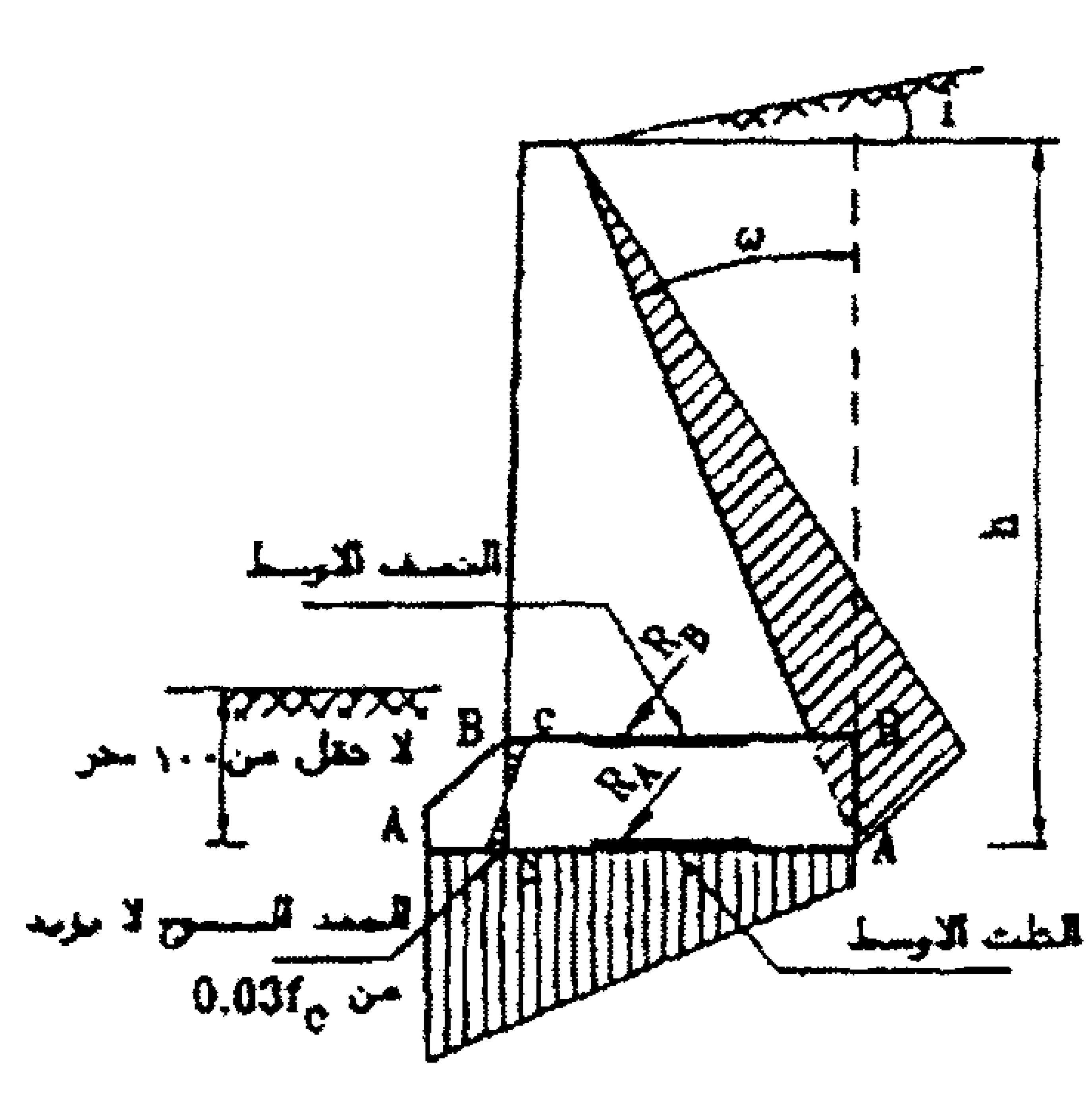
يجب حساب الإجهادات المتولدة في الحائط خاصة عند القطاعات الحرجة فيه (أماكن التغيير في مقطع الحائط وأماكن التغيير في كثافة الأحمال مثل القطاعين BB ، CC بالشكل ٧-٢٠. ويجب ألا تزيد هذه الإجهادات المتولدة عن الإجهادات المسموح بها لمادة الحائط.

٧/٢/٧ الحوائط الساندة من الخرسانة المسلحة

١/٧/٢/٧ الأنواع

الحوائط من الخرسانة المسلحة هي نوع خاص من الحوائط التثاقلية تعتمد في اتزانها على وزن التربة فوق كعبها heel. يمكن تقسيم هذه الحوائط إلى الأنواع الآتية:

١. حوائط كابولية: وهي عبارة عن بلاطة رأسية أو مائلة مرتبطة مليثيا بقاعدة، عبارة عن بلاطة أفقية كما هو موضح بالشكل ٧-٢١.
٢. حوائط ذات دعامات خلفية counterforts: وهي عبارة عن بلاطة رأسية أو مائلة ترتبط بقاعدة عبارة عن بلاطة أفقية بواسطة دعامة خلفية ترتبط معهما مليثيا، كما هو موضح بالشكل ٧-٢٢. يمكن تخفيف الضغوط الجانبية على ساق الحائط بعمل بروزات أفقية (أرفف) مثبتة على الدعامات.
٣. حوائط ذات دعامات أمامية buttresses: وهي عبارة عن بلاطة رأسية أو مائلة ترتبط بقاعدة، عبارة عن بلاطة أفقية بواسطة سنادات أمامية ترتبط معهما مليثيا، كما هو موضح بالشكل ٧-٢٣.



أ- أسس التصميم

لا يقل من ٣٠ سم

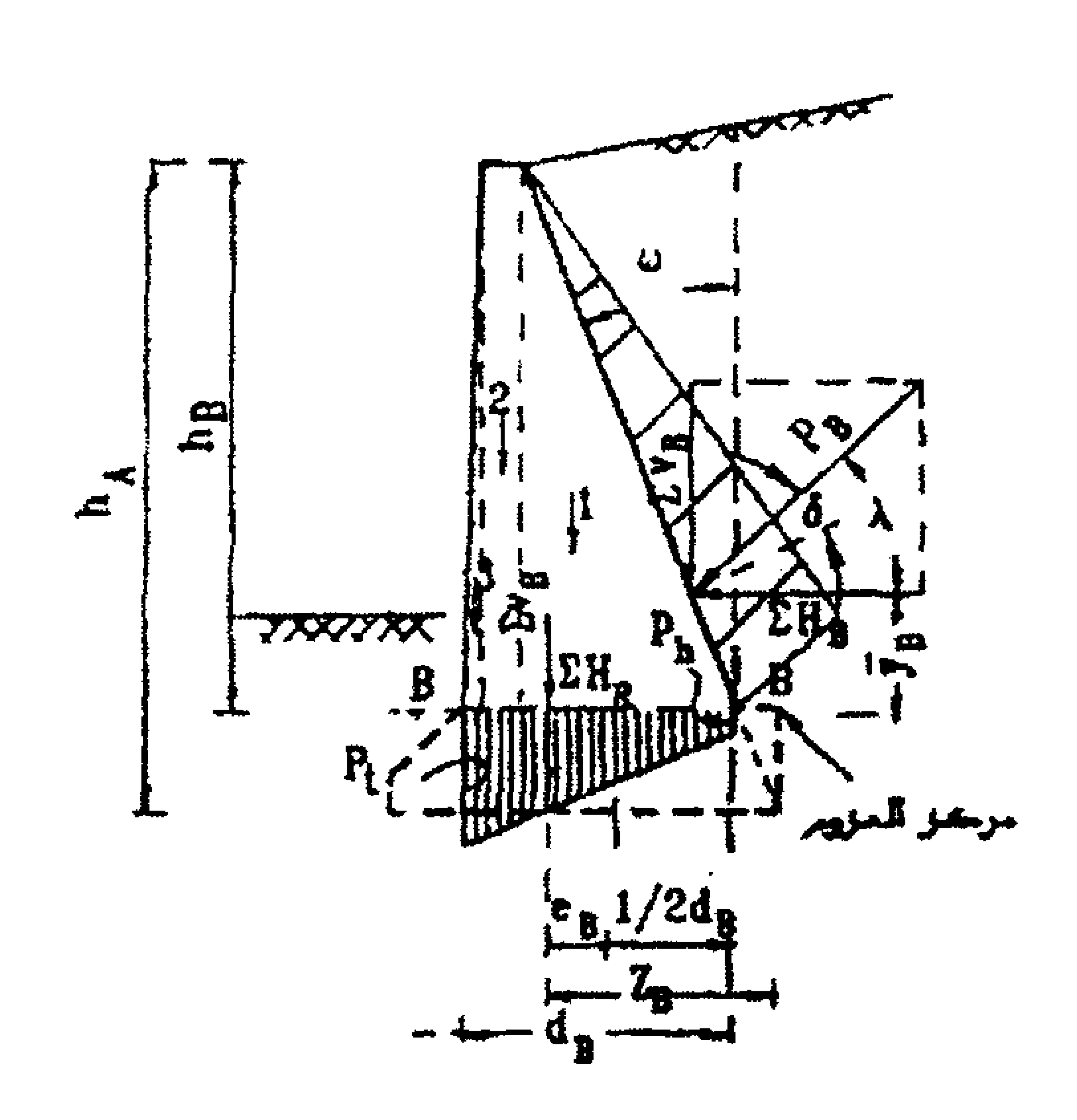
لا يقل الميل من ١:١

$t:\frac{1}{2}t$

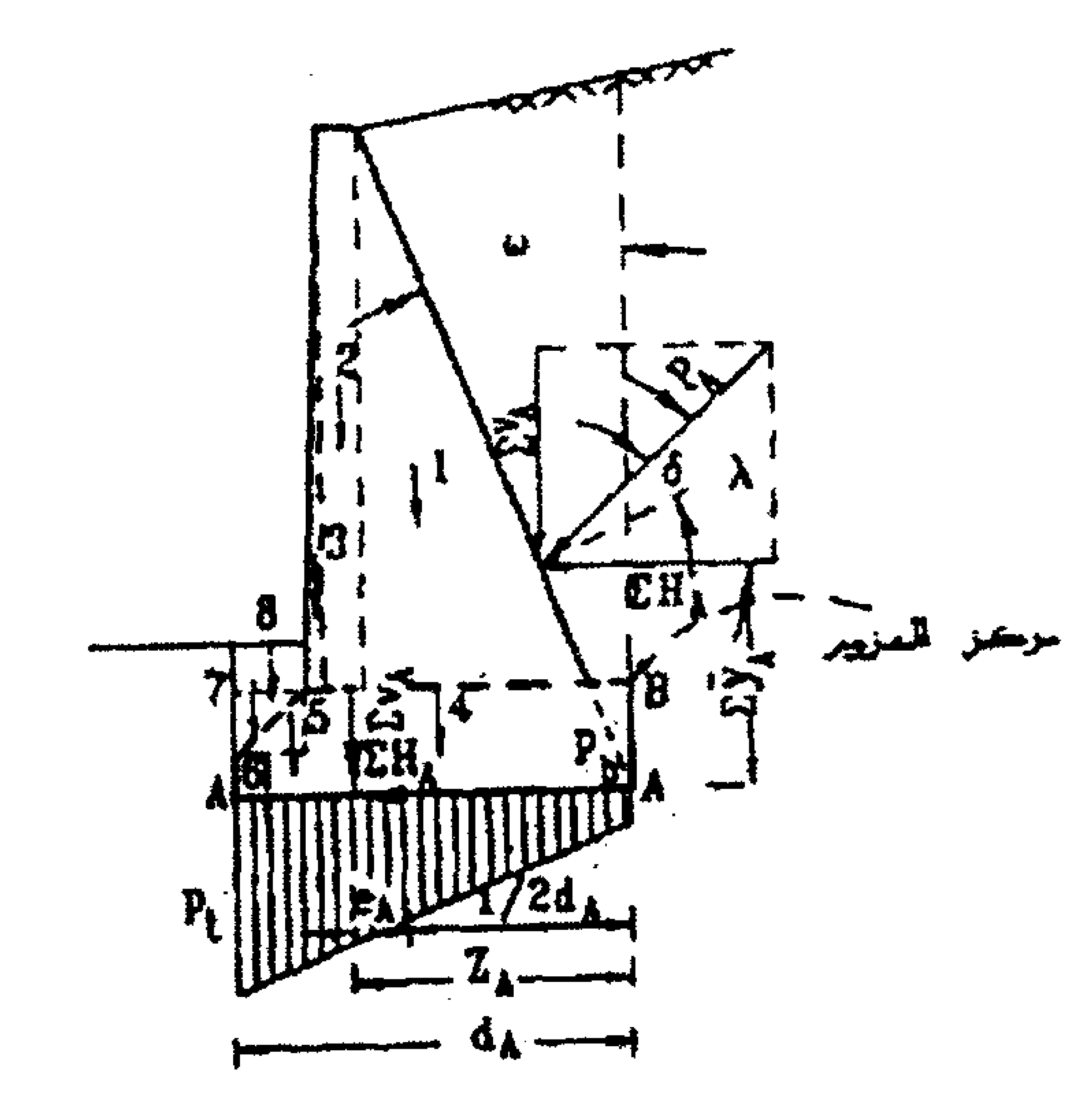
$t=(1/6_1/8)h$

$d_A=(1/2-2/3)h$

ب- أبعاد ابتدائية

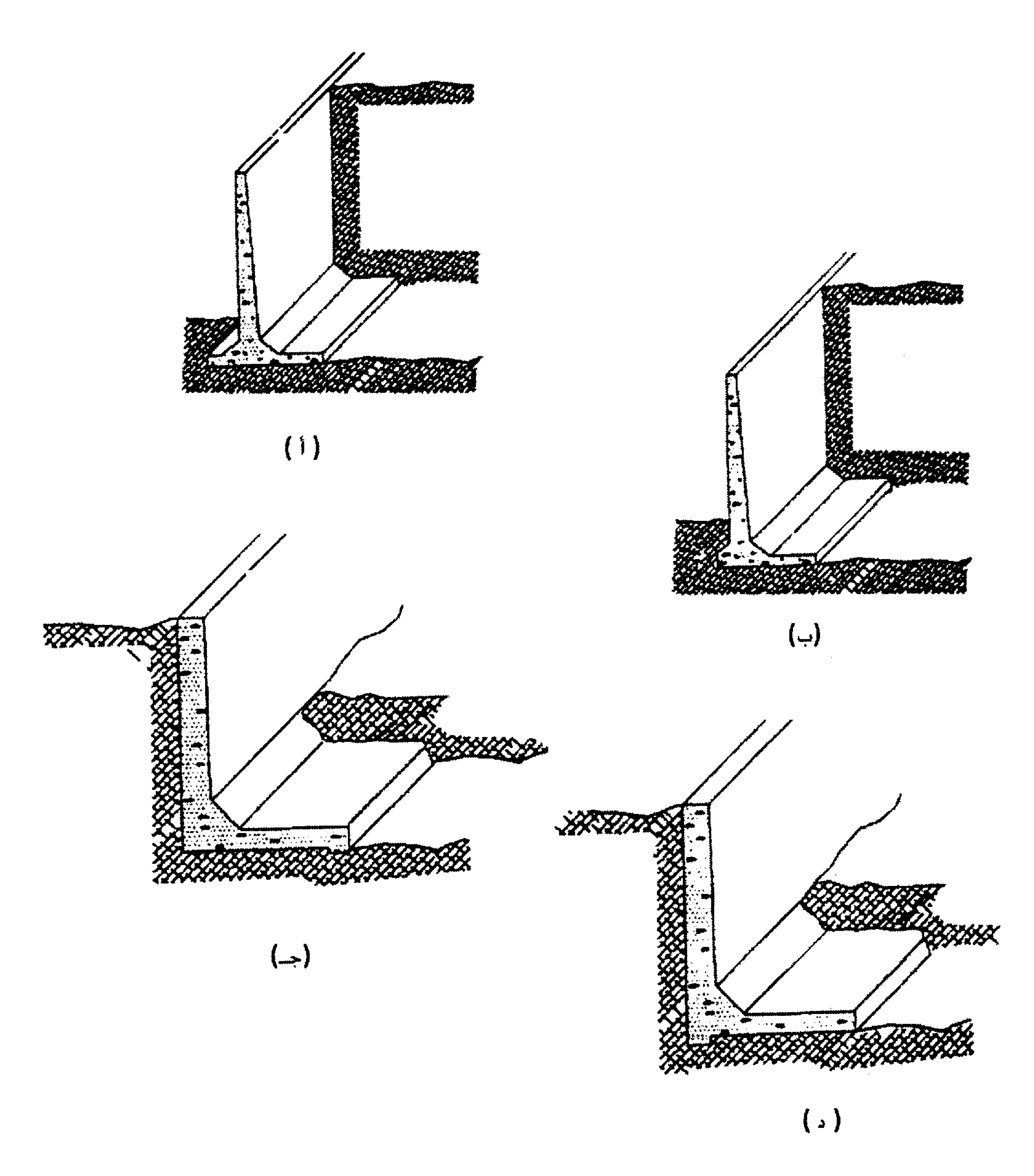


جـ- القوى عند نهاية جذع الحائط

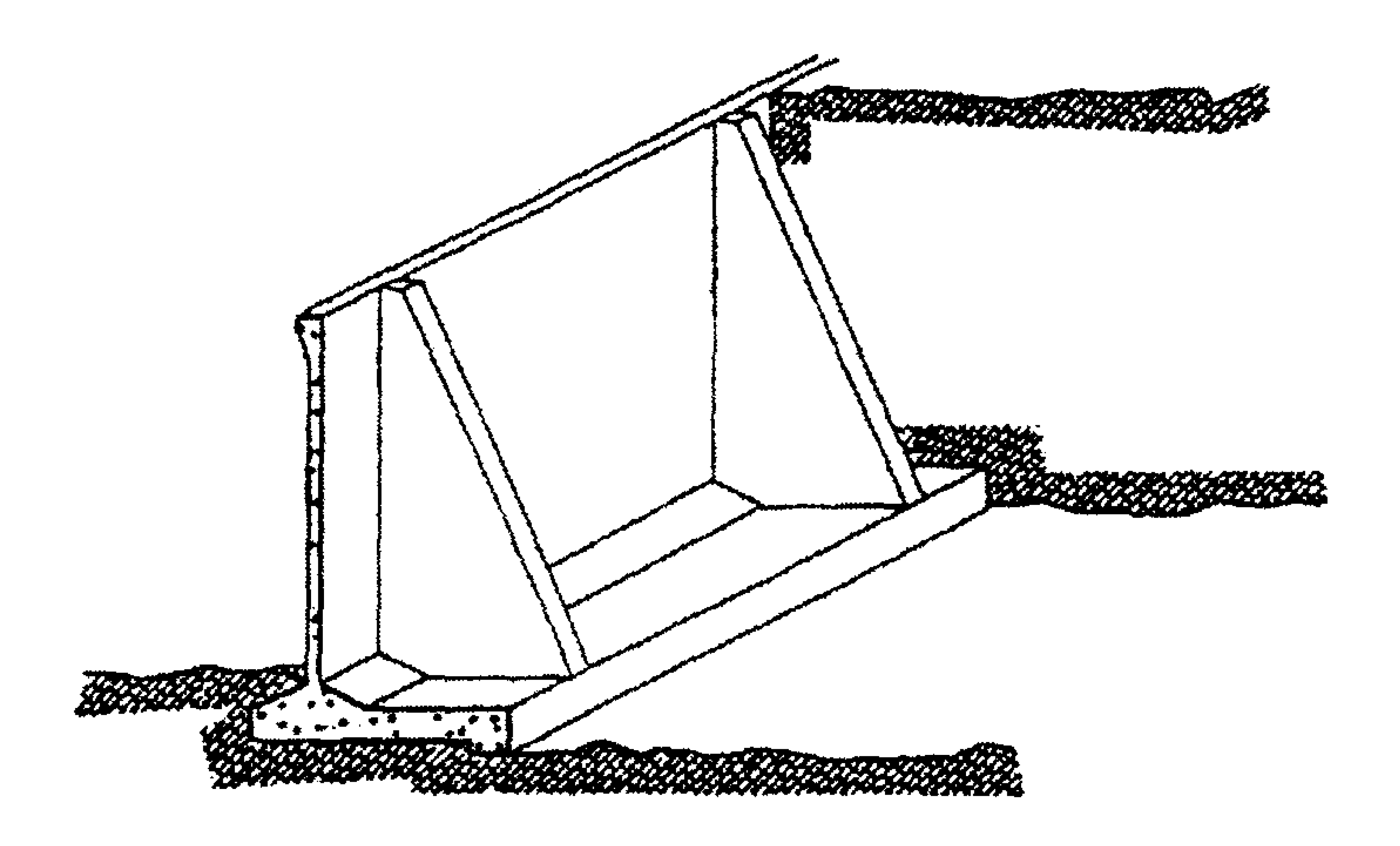


د- القوى عند نهاية أساس الحائط

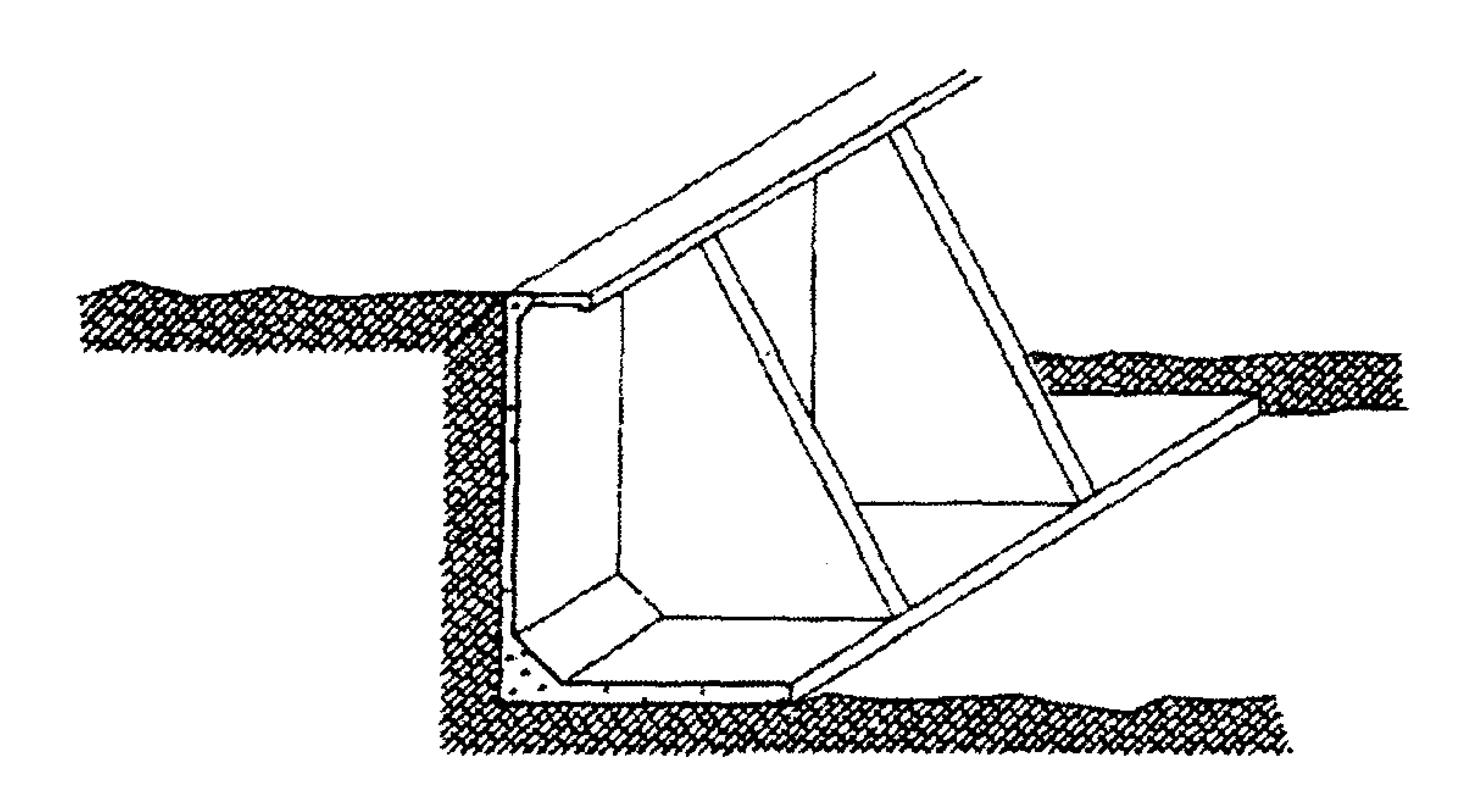
الشكل ٧-٢٠: القوى المؤثرة على الحائط الكتلي



الشكل ٧-٢١: نماذج حوائط كابولية من الخرسانة المسلحة



الشكل ٧-٢٢: حائط ذو دعامات خلفية



الشكل ٧-٢٣: حائط ذو دعامات أمامية

٢/٧/٢/٧ أسس التصميم

١/٢/٧/٢/٧ افتراض أبعاد ابتدائية

تتوقف الأبعاد الابتدائية للحائط الساند من الخرسانة المسلحة على نوعه.

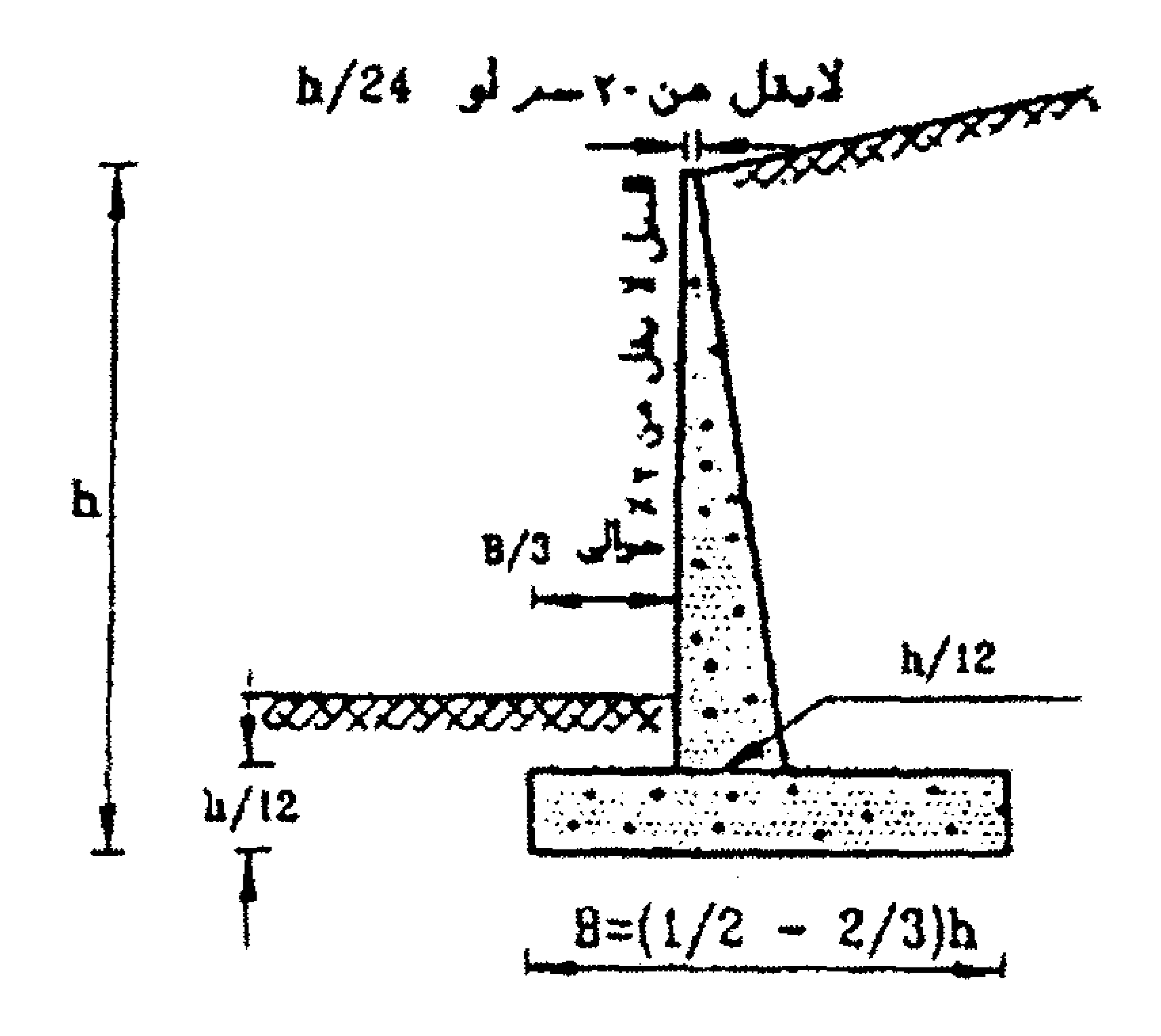
ويوضح الشكلان ٧-٢٤ ، ٧-٢٥ الأبعاد الأساسية التي يرجع إليها عند البدء في تصميم الحائط.

٢/٢/٧/٢/٧ القوى المؤثرة

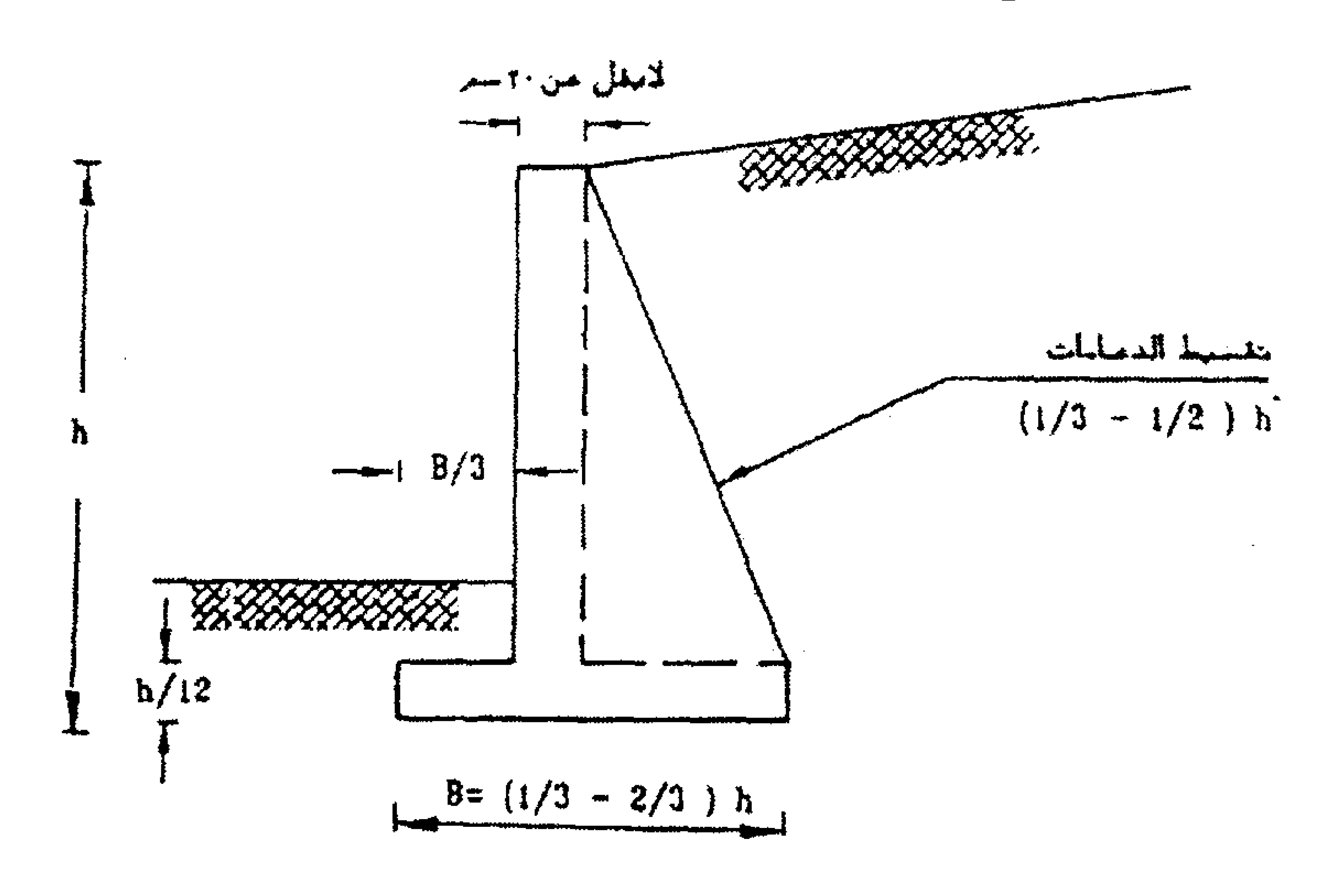
يرجع إلى البند ٣/٢/٧.

٣/٢/٧/٢/٧ دراسة الاتزان

يرجع إلى البند ٤/٢/٧.



الشكل ٧-٢٤: الأبعاد الابتدائية للحائط الكابولي



الشكل ٧-٢٥: الأبعاد الابتدائية للحائط ذي الدعامات

٧/٢/٧/٢/٤ دراسة الهبوط

يرجع إلى البند ٧/٢/٥.

٧/٢/٧/٢/٥ التصميم الإنشائي

١. الحوائط الكابولية

جذع الحائط

القطاع BB هو القطاع الحرج الذي يجب اعتباره في تصميم جذع الحائط. القوى المؤثرة على جذع الحائط موضحة بالشكل ٧-٢٦ وهي كالآتي:

أ- ضغط التربة الجانبي P_B وهو الضغط الجانبي المؤثر على المستوى الرأسي المار بنقطة v.

ب- وزن التربة بين المستوى الرأسي الذي يمر بنقطة B وظهر الحائط ويرمز له بالرمز 3.

ج- وزن جذع الحائط ويشمل الأوزان 4، 5، 6.

كعب الحائط

القطاع الحرج الذي يجب اعتباره في التصميم هو القطاع DD. القوة المؤثرة على كعب الحائط موضحة بالشكل ٧-٢٦ وهي كالآتي:

أ- وزن الكعب ويمثله الوزن 7_D.

ب- وزن التربة فوق الكعب ويمثله الأوزان 1، 2.

ج- المركبة الرأسية v_D لضغط التربة P_D والمؤثرة على المستوى الرأسي AV المار بنهاية كعب الحائط.

د- القوة الأفقية H_D التي تمثل المركبة الأفقية للقوة P_D.

هـ- القوة الرأسية F_D الناتجة عن رد فعل التربة الرأسي.

و- قوة أفقية ناتجة عن الاحتكاك أو التماسك بين التربة وقاعدة الحائط.

قدم الحائط

القطاع CC هو القطاع الحرج الذي يجب اعتباره في تصميم القدم. القوة المؤثرة على قدم الحائط موضحة بالشكل ٧-٢٦ وهي كالآتي:

أ- وزن القدم ويمثله الوزن 7_C.

ب- وزن التربة فوق القدم ويمثله الوزن 8.

ج- قوة إلى أعلى F_C ناتجة عن رد فعل التربة الرأسي.

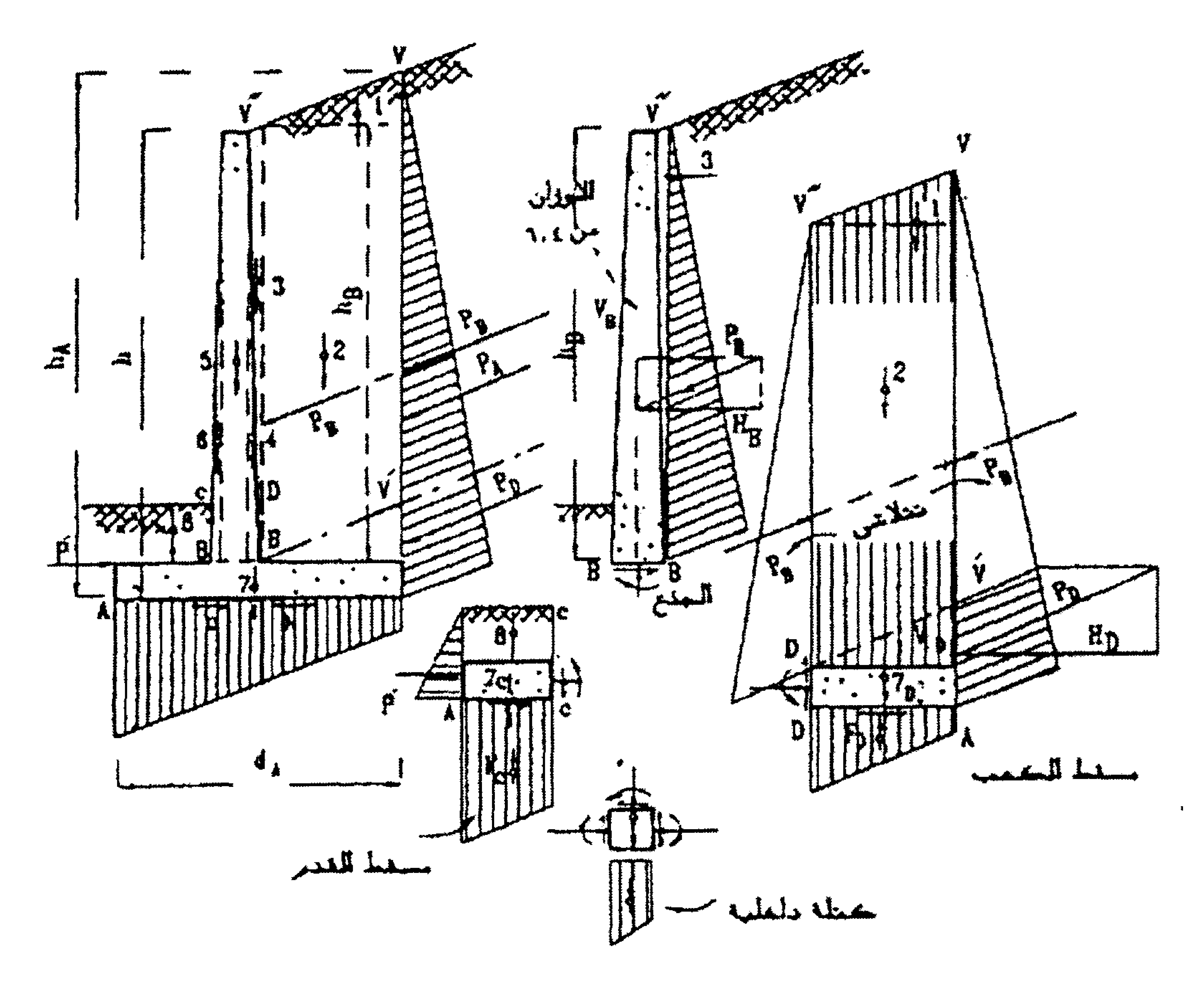
د- قوة أفقية ناتجة عن الضغط المقاوم على قاعدة الحائط $P^{\backslash}$.

هـ- قوة أفقية ناتجة عن الاحتكاك أو التماسك بين التربة وقاعدة الحائط.

٢. الحوائط ذات الدعامات الخلفية

بلاطة الجذع

تُصمم البلاطة باعتبارها مثبتة من ثلاثة جوانب وحرة الحركة في الجانب الرابع. الحمل المؤثر عليها هو ضغط التربة الجانبي.



الشكل ٧-٣٦: القوى المؤثرة على أجزاء الحائط الكابولي

تُحسب العزوم الحانية الأفقية M_x والرأسية M_y المتولدة في البلاطة باستعمال المعادلتين:

$$M_{\substack{x\\y}} = \frac{q l_y^2}{I} \qquad (٧-٢٢)$$

حيث $I =$ معاملات العزوم الحانية، وتحدد قيمتها من الجدول ٧-٤.

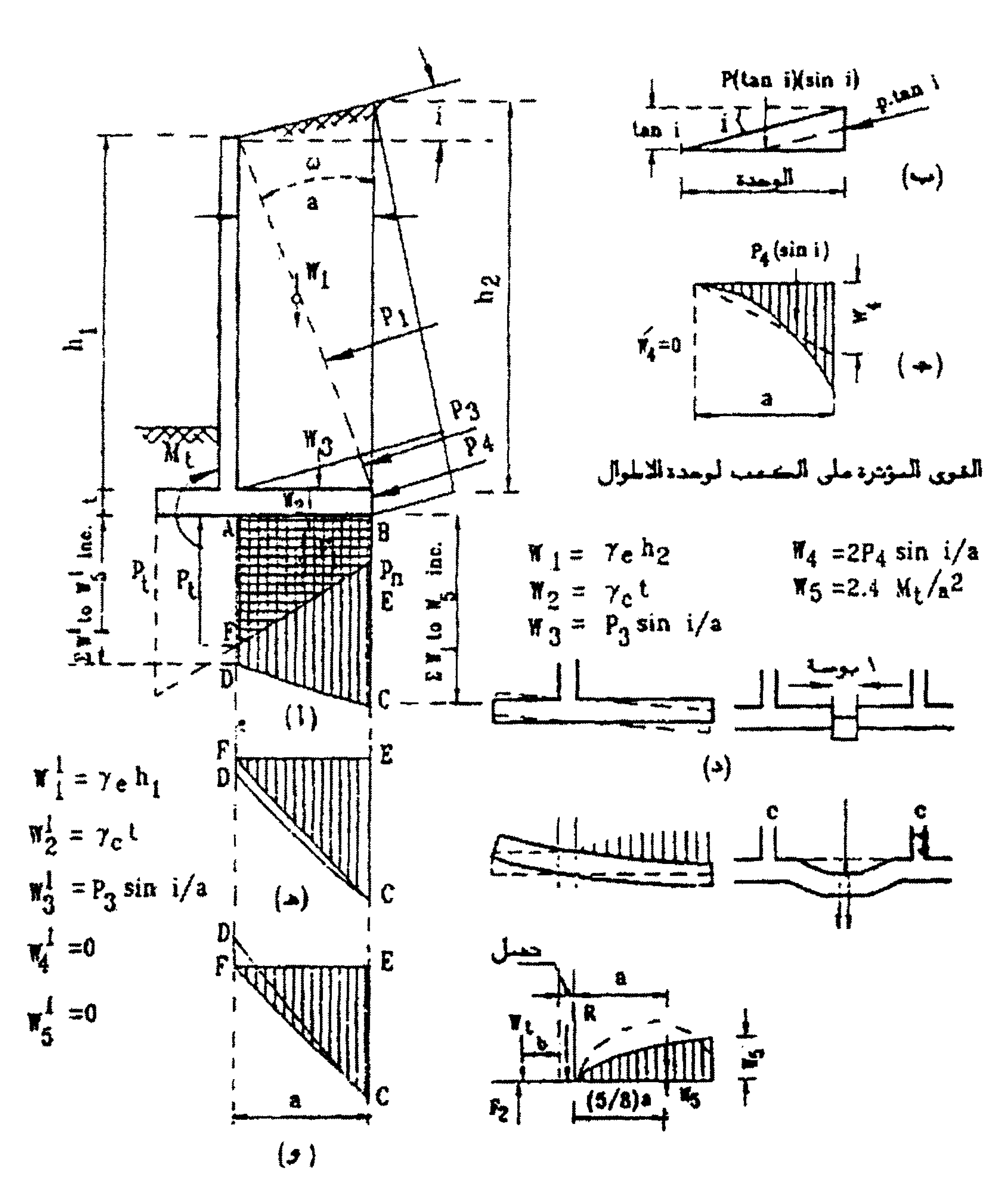
$q =$ كثافة الحمل عند نهاية البلاطة (أقصى كثافة).

قدم الحائط

يُرجع إلى أسس تصميم بلاطة قدم الحائط الكابولي.

كعب الحائط

إذا لم تُزود بلاطة كعب الحائط بمفتاح (كمرة كعب) فيتم تصميم البلاطة باعتبار تـأثير الأحمـال الموضحة بالشكل ٧-٢٧ وهي كالآتي:



الشكل ٧-٢٧: القوى المؤثرة على الحائط ذي الدعامات الخلفية

- W_1 وزن التربة فوق كعب الحائط.
- W_2 وزن بلاطة الكعب.
- W_3 المركبة الرأسية للقوة P_3 الناتجة عن ضغط التربة على السطح العلوي لقاعدة الحائط، ويفترض أنها موزعة بانتظام على عرض الكعب a كما هو موضح بالشكل ٧-٢٧ وتحسب كالتالي:

$$W_3 = P_3 sini \qquad (٧-٢٣)$$

- W_4 المركبة الرأسية للقوة P_4 الناتجة عن ضغط التربة على ظهر قاعدة الحائط ويفترض توزيعها خطيًا كما هو موضح بالشكل ٧-٢٧ بكثافة قصوى W_4 حيث:

$$W_4 = \frac{2P_4 sini}{a} \qquad (٧-٢٤)$$

الشكل ABCD الموضح بالرسم ٧-٢٧ يمثل توزيع القوى الرأسية الناتجة من الأحمال W_1 إلى W_5 والمؤثرة على كعب الحائط بينما يمثل الشكل ABEF رد فعل التربة الرأسي. الشكل FECD يمثل محصلة الأحمال الموزعة على بلاطة الكعب.

يتم تصميم البلاطة باعتبارها بلاطة مثبتة من ثلاثة جوانب وحرة الحركة من الجانب الرابع، ويستخدم الجدولين ٧-٤، ٧-٥ في حساب عزوم الانحناء الطولية والعرضية بها.

الدعامة

تصميم الدعامات (الشكل ٧-٢٨) باعتبارها القوة الناتجة عن ضغط التربة الجانبي $P_1 s$ والمؤثرة فوق المستوى OI.

سطح تقاطع الدعامة مع بلاطة الكعب يمثل القطاع الحرج للدعامة الذي يجب اعتباره في التصميم.

العزم المؤثر على القطاع والناتج عن التوزيع المثلثي لضغط التربة الجانبي يحسب كالتالي:

$$M = P_1 scosi \frac{h_1}{3} \qquad (٧-٢٦)$$

ويتم تصميم الدعامة تحت تأثير هذا العزم باعتبارها قطاعًا على شكل حرف T له عرض متغير مع العمق كما هو موضح بالشكل ٧-٢٨.

هذا العزم يُقاوم بقوة ضغط وقوة الشد T حيث:

$$T = \frac{M}{J_d cosw} \qquad (٧-٢٧)$$

الجدول ٧-٤: معاملات العزوم الحانية I الناتجة عن حمل موزع بانتظام

x	y	δ	٠,٢٥	٠,٣٠	٠,٤٠	٠,٥٠	٠,٦٠	٠,٧٠	٠,٨٠	٠,٩٠	١,٠٠	١,١٠	١,٢٠	١,٣٠	١,٤٠	١,٥٠
$0.5L_x$	0.0	$M_{y_{min.}}$	٢,٤٠	٢,٧٠	٣,٦٠	٤,٦٠	٦,٧٠	٨,٨٠	١١,٣٠	١٤,٢٠	١٧,٦٠	٢١,٣٠	٢٥,٢٠	٢٩,٧٠	٣٤,٤٠	٣٩,٥٠
$0.0L_x$	$0.5L_y$	$M_{x_{min.}}$	٦,٨٠	٦,٩٠	٧,٢٠	٧,٩٠	٨,٨٠	١٠,٠٠	١١,٤٠	١٣,١٠	١٥,٠٠	١٧,١٠	١٩,٥٠	٢٢,١٠	٢٥,٠٠	٢٨,١٠
$0.0L_x$	L_y	$M_{x\,min.}^{max.}$	٢,٢٠	٢,٣٠	٢,٧٠	٣,٤٠	٤,٥٠	٥,٨٠	٧,٤٠	٩,٤٠	١١,٦٠	١٤,١٠	١٦,١٠	١٩,١٠	٢٣,٢٠	٢٦,٧٠
$0.5L_x$	$0.5L_y$	M_{y_m}	١٦,١٠	٣٦,٧٠	٣٦,٨٠	٨٨,١٠	٦٣,٩٠	٦٣,٨٠	٧٣,٤٠	٨٩,٦٠	١١٢,٠٠	١٤٥,٠٠	١٩٠,٠٠	٢٥٠,٠٠	٣٣٣,٠٠	٤٤٦,٠٠
$0.5L_x$	Variable	$M_{y_{max.}}$	١,٤٠	٦٢,٥٠	٤٣,٢٠	٤١,٧٠	٤٨,٠٠	٥٨,٥٠	٧٢,٧٠	٨٩,٦٠	١٠٩,٠٠	١٣٣,٠٠	١٥٧,٠٠	١٨٤,٠٠	٢١٣,٠٠	٢٤٥,٠٠
$0.5L_x$	Variable	y/L_y	٠,٨٨	٠,٨٠	٠,٧٥	٠,٧٠	٠,٦٥	٠,٦٠	٠,٥٥	٠,٥٠	٠,٤٥	٠,٤٠	٠,٣٥	٠,٣٣	٠,٣٠	٠,٢٨
$0.5L_x$	$0.5L_y$	M_{x_m}	٥٧,١٠	٣٧,٩٠	٢٥,٤٠	٢٢,١٠	٢٣,٣٠	٢٤,٩٠	٢٧,٥٠	٣٠,٧٠	٣٤,٣٠	٣٨,٤٠	٤٣,٠٠	٤٨,١٠	٥٣,٦٠	٥٩,٧٠
$0.5L_x$	L_y	$M_{x_{max.}}$	١٩,٣٠	١٢,٨٠	١٠,٧٠	١٠,٦٠	١١,٩٠	١٢,٩٠	١٦,٧٠	٢٠,٣٠	٢٤,٣٠	٢٩,٠٠	٣٤,٤٠	٤٠,٣٠	٤٦,٧٠	٥٣,٧٠
$0.5L_x$	L_y	δ_m	٠,٠٠٤	٠,٠٠٧	٠,٠١٥	٠,٠٢١	٠,٠٢٧	٠,٠٣٠	٠,٠٣٢	٠,٠٣٣	٠,٠٣٤	٠,٠٣٥	٠,٠٣٥	٠,٠٣٥	٠,٠٣٤	٠,٠٣٤

(الموضوع: x ، y)

m = منتصف المسافه

$$\delta_m = \frac{q L_x^4}{I.E.t^3}$$

$$\delta = \frac{L_y}{L_x}$$

$$٠,٥ = \frac{L_y}{L_x}$$

$$M_{x,y} = \frac{q L_y^2}{I}$$

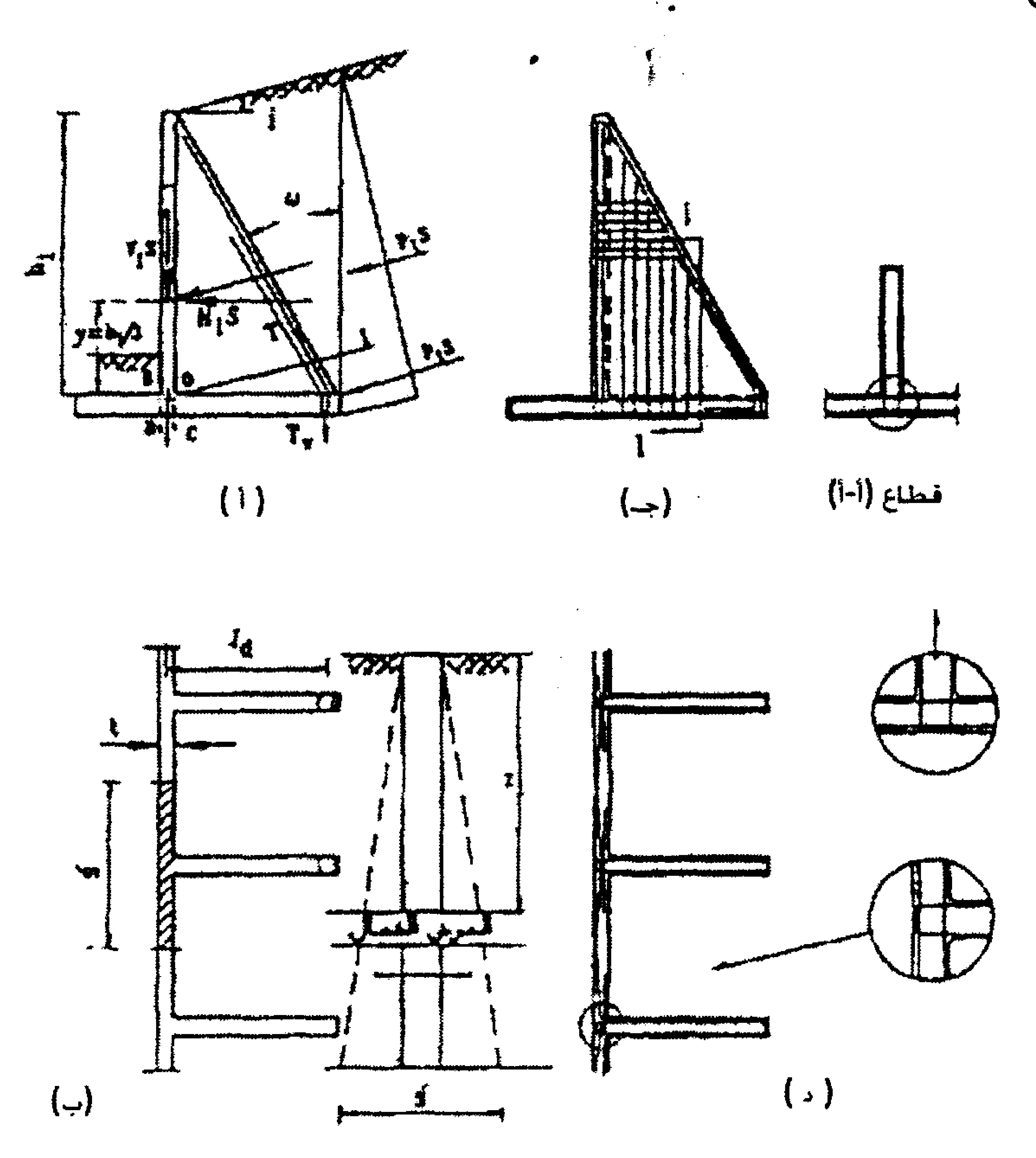
الجدول ٧-٥: معاملات العزوم الحانية I الناتجة عن حمل مثلثي

الموضوع x	y	δ	٠,٢٥	٠,٣٠	٠,٤٠	٠,٥٠	٠,٦٠	٠,٧٠	٠,٨٠	٠,٩٠	١,٠٠	١,١٠	١,٢٠	١,٣٠	١,٤٠	١,٥٠
$0.5L_x$	0.0	$M_{y_{min}}$	٦,٦٠	٧,٤٠	٩,٤٠	١١,٧٠	١٤,٤٠	١٧,٥٠	٢٠,٩٠	٢٤,٣٠	٢٨,٥٠	٣٣,٨٠	٣٧,٤٠	٤٢,٤٠	٤٧,٧٠	٥٣,٣٠
$0.0L_x$	$0.5L_y$	$M_{x_{min}}$	١٨,٢٠	١٨,٤٠	١٩,١٠	٢٠,٣٠	٢٢,٠٠	٢٤,٠٠	٢٦,٧٠	٢٩,٨٠	٣٣,٣٠	٣٧,١٠	٤١,٥٠	٤٦,٣٠	٥١,٣٠	٥٧,٦٠
$0.0L_x$	L_y	$M_{x_{min}}$	٨,٨٠	٩,٤٠	١١,٤٠	١٥,٠٠	٢٠,٤٠	٢٨,٤٠	٣٩,٤٠	٥٤,٤٠	٧٤,٤٠	٩٩,٢٠	١٣٠,٠٠	١٦٧,٠٠	٢٠٩,٠٠	٢٥٧,٠٠
$0.0L_x$	Variable	$M_{y_{max}}$	٨,٨٠	٩,٤٠	١١,٤٠	١٥,٠٠	٢٠,٤٠	٢٣,٦٠	٢٦,٦٠	٢٩,٨٠	٣٣,١٠	٣٧,٠٠	٤١,١٠	٤٥,٥٠	٤٩,٥٠	٥٤,٣٠
$0.0L_x$	Variable	y/L_y	١,٠٠	١,٠٠	١,٠٠	١,٠٠	١,٠٠	٠,٦٠	٠,٥٥	٠,٥٠	٠,٤٧	٠,٤٥	٠,٤٣	٠,٤٠	٠,٣٨	٠,٣٦
$0.5L_x$		M_{y_m}	٢٤٣,٠٠	٤١٩,٠٠	٩١,٣٠	٧٠,٨٠	٧٠,٩٠	٧٩,٢٠	٩٣,٧٠	١١٥,٠٠	١٤٤,٠٠	١٨٤,٠٠	٢٢٨,٠٠	٣١٠,٠٠	٤٠٨,٠٠	٥٤١,٠٠
$0.5L_x$	Variable	$M_{y_{max}}$	١٥٦,٠٠	١٠٣,٠٠	٧٢,٧٠	٦٩,٠٠	٧٠,٩٠	٧٩,٠٠	٨٦,٥٠	١٠٣,٠٠	١١٨,٠٠	١٣٧,٠٠	١٦٠,٠٠	١٨٦,٠٠	٢١٣,٠٠	٢٤٣,٠٠
$0.5L_x$	Variable	y/L_y	٠,٧٥	٠,٧٠	٠,٦٥	٠,٦٠	٠,٥٠	٠,٤٧	٠,٤٥	٠,٤٠	٠,٣٥	٠,٣٣	٠,٣١	٠,٣٠	٠,٣٠	٠,٢٨
$0.5L_x$	Variable	$M_{y_{min}}$								٤٥٦٦	١٧٥١	١٩٤٨	١٢٥٩	١٢٨٥	١٢٨٥	١٥٤٣
$0.5L_x$	Variable	y/L_y								٠,٩٠	٠,٩٠	٠,٩٠	٠,٩٠	٠,٩٠	٠,٩٠	٠,٩٠
$0.5L_x$	$0.5L_y$	$M_{x_{max}}$	٣١٦,٠٠	١٢٨,٠٠	٨٧,٧٠	٧٤,٢٠	٧١,٠٠	٧١,٩٠	٧٤,٨٠	٧٩,١٠	٨٤,٤٠	٩٠,٨٠	٩٨,٣٠	١٠٧,٠٠	١١٦,٠٠	١٢٧,٠٠
$0.5L_x$	L_y	$M_{x_{max}}$	٧١,٥٠	٥١,٣٠	٣٩,٠٠	٣٨,٩٠	٤٣,٩٠	٥٩,١٠	٦٦,٤٠	٨٤,٥٠	١٠٨,٠٠	١٣٩,٠٠	١٧٧,٠٠	٢٢٤,٠٠	٢٨١,٠٠	٣٤٧,٠٠
$0.5L_x$	Variable	$M_{y_{max}}$	٧١,٥٠	٥١,٣٠	٣٩,٠٠	٣٨,٥٠	٤٣,٩٠	٥٣,١٠	٦٤,١٠	٧٣,٧٠	٨٣,١٠	٩٠,٣٠	٩٨,٣٠	١٠٦,٠٠	١١٥,٠٠	١٢٥,٠٠
$0.5L_x$	Variable	y/L_y	١,٠٠	١,٠٠	١,٠٠	١,٠٠	١,٠٠	١,٠٠	٠,٨٠	٠,٧٠	٠,٦٠	٠,٥٥	٠,٥٠	٠,٤٧	٠,٤٥	٠,٤٣
$0.5L_x$	L_y	δ_m	٠,٠٠١	٠,٠٠٣	٠,٠٠٤	٠,٠٠٦	٠,٠٠٧	٠,٠٠٨	٠,٠٠٨	٠,٠٠٧	٠,٠٠٧	٠,٠٠٧	٠,٠٠٦	٠,٠٠٦	٠,٠٠٥	٠,٠٠٥

m = منتصف المسافة

$$M_{x,y} = \frac{q L_y^2}{I} \qquad \frac{L_y}{L_x} = ٠,٥ \qquad \delta_m = \frac{q L_x^4}{I.E.t^3}$$

كما يجب الأخذ في الاعتبار لقوة القص الناتجة عن المركبة الأفقية لضغط التربة $P_1 s cos i$ عند القطاع الحرج للدعامة.



الشكل ٧-٢٨: القوى المؤثرة على الدعامة

٤/٧ اعتبارات إنشاء الحوائط الساندة

في دراسة مشروعات إنشاء الحوائط الساندة تُراعى الاعتبارات العامة التالية:

١/٤/٧ أعمال استكشاف الموقع والتجارب الحقلية والمعملية

١/١/٤/٧ المسافة بين الجسات وأعماقها

عند البدء في أعمال استكشاف الموقع يتعذر تحديد عمق الجسات والمسافة بينها بصورة نهائية وعلى هذا يجب اتباع المقترحات الآتية أثناء تنفيذ برنامج استكشاف التربة على أن تتم مراجعة هذا البرناج وتعديله أثناء تنفيذه.

يجب ألا يقل عمق الجسات عما يلي:

- منسوب أي مادة عضوية أو ردم أو طبقة قابلة للانضغاط.
- عمق مستويات الانزلاق المحتمل حدوثها.
- ضعف عرض قاعدة أساس الحائط.

إذا كان من المقترح التأسيس على خوازيق يجب أن يصل عمق الجسات إلى أسفل الطبقة الحاملة للخوازيق. يوضح الجدول ٧-٧ قيم مبدئية لعدد الجسات والمسافة بينها.

الجدول ٧-٧: قيم مبدئية للمسافة بين الجسات وعددها

نوع المنشأ	المسافة بين الجسات (متر)			أقل عدد من الجسات
	أرض منتظمة	أرض متوسطة الانتظام	أرض غير منتظمة	
أكتاف الكباري	-	٣٠	١٠	٢
حوائط ساندة	٢٠٠-٣٠٠	٦٠-٢٠٠	٢٠-٣٠	-

٢/١/٤/٧ التجارب الحقلية والمعملية

يجب تحديد قيم وزن وحدة الحجوم γ والتماسك C وزاوية الاحتكاك ϕ من تجارب معملية على عينات ممثلة لحالة التربة خلف الحائط بعد الإنشاء.

من المفضل تحديد هذه القيم قبل التصميم، وإذا لم يتم تحديدها قبل التصميم فيجب اختيار نوع الردم الخلفي وطريقة وضعه لتحقق الافتراضات التي أُخذت عند التصميم. تُعين زاوية الاحتكاك ϕ للتربة الرملية باستخدام جهاز صندوق القص المباشر. إذا اُستخدم جهاز القص ذو الثلاث محاور فيمكن زيادة قيمة زاوية الاحتكاك ϕ بمقدار ١٠٪ لحالة التربة الرملية الكثيفة أو المتوسطة الكثافة، أما في حالة التربة الرملية الهائشة فتظل قيمة زاوية الاحتكاك كما هي.

تُعين معاملات القص للتربة الطينية في المعمل بواسطة جهاز الضغط ذو الثلاث محاور أو جهاز صندوق القص المباشر، ويمكن تعيين مقاومة التماسك C_u للتربة الطينية المشبعة باستعمال جهاز الضغط غير المحصور (المحاط).

تُعين C_u للتربة الطينية المشبعة في الموقع من اختبار تحميل اللوح المرتكز عند سطح الأرض أو من اختبار القص المروحي أو من اختبار الاختراق بالمخروط الاستاتيكي أو باستخدام جهاز ضغط التربة الأرضي pressure meter.

ويُلاحظ عمومًا أن قيم C_u تتغير مع العمق حتى في حالة الطبقات التي تبدو متجانسة. لذلك تُجرى التجارب على عينات مختلفة على أعماق مختلفة وتُرسم العلاقة بين C_u والعمق وتؤخذ القيم المتوسطة.

ويجب عند تعيين إجهاد التماسك في حالة التربة الطينية الأخذ في الاعتبار أقل قيمة متوقعة ممكن حدوثها خلال العمر الافتراضي للمنشأ.

٣/١/٤/٧ معاملات الأمان في اختيار القيم التصميمية لخصائص التربة

يجب أن تُخفض قيم معاملات القص C_{u} ، $C^{\backslash}$ ، $\phi^{\backslash}$ التي تُعين من تجارب معملية أو حقلية لتصبح $C_{\mathrm{u_m}}$ ، $C^{\backslash}_{\mathrm{m}}$ ، ϕ_{m} بمعاملات أمان F_C ، F_ϕ بحيث تكون كما يلي:

$$\left.\begin{aligned} C_{\mathrm{u_m}} &= \frac{C_{\mathrm{u}}}{F_C} = \frac{C_{\mathrm{u}}}{1.3} \\ C^{\backslash}_{\mathrm{m}} &= \frac{C}{F_C} = \frac{C}{1.3} \\ tan\phi^{\backslash}_{\mathrm{m}} &= \frac{tan\phi^{\backslash}}{F_\phi} = \frac{tan\phi^{\backslash}}{1.1} \end{aligned}\right\} \quad (٧-٤٠)$$

٢/٤/٧ اعتبارات تنفيذية

١/٢/٤/٧ الردم خلف الحوائط

الردم الخلفي هو التربة التي توضع خلف الحائط الساند بعد الإنشاء لتملأ الفراغ بين الحائط والأرض الطبيعية. ويعتبر وضع طبقة تصريف المياه بها ذو أهمية قصوى.

المواد المستخدمة

الردم المثالي يجب أن يكون ذا نفاذية عالية وذا معاملات قص عالية تحت الظروف المحتمل تعرض المنشأ لها، بحيث لا يسبب ضغوطًا كبيرة على الحائط. يفضل استخدام كسر الحجارة ذات الأحجام المتدرجة أو الزلط أو الرمل، ولا يفضل استخدام التربة الطينية التي يمكن أن تتعرض لظروف موسمية تؤدي إلى حدوث انتفاخ أو انكماش بها أو ضعف في مقاومتها، كما يجب تجنب استخدام المواد العضوية في الردم.

في اختيار الردم الخلفي يجب استخدام المواد المتاحة في الموقع أولاً إذا كانت مناسبة، أما إذا لم تكن ملائمة فتستبعد وتستخدم مواد موردة مناسبة.

إذا صُممت الكباري على أن أكتافها مثبتة من أعلى فيجب عدم وضع الردم الخلفي إلا بعد الانتهاء من صب الجزء العلوي من الكوبري.

كما يجب وضع الردم الخلفي على ارتفاعات متساوية لكل الأكتاف في نفس الوقت إلا إذا صُممت الأكتاف على إجهادات إضافية نتيجة الردم غير المتماثل. عند وضع الردم الخلفي

خلف الستائر اللوحية يجب عدم تثبيت الشدادات حتى يتم انضغاط الردم لتجنب انحناء الشدادات ومن الممكن تحسين خصائص الردم الخلفي بتثبيته أو بوضع شرائط تسليح داخلة.

قياس درجة الدمك

يلزم دمك الردم الخلفي جيدًا أثناء وضعه ويجب التأكد من درجة دمك الردم وخصوصًا بالقرب من الحائط الساند بعمل الاختبارات الحقلية اللازمة.

وضع الردم الخلفي

إذا استخدمت المندالة اليدوية في الدمك فيجب وضع الردم على طبقات لا يزيد سمكها عن ١٥٠ مم قبل الدمك، ١٠٠ مم بعد الدمك. أما إذا استخدمت مندالة ميكانيكية فيجب ألا يزيد سمك كل طبقة عن قطر المندالة.

يفضل دمك الردم الخلفي يدويًا بجانب المرابط الخلفية ومواسير الصرف.

٢/٢/٤/٧ الصرف خلف الحوائط

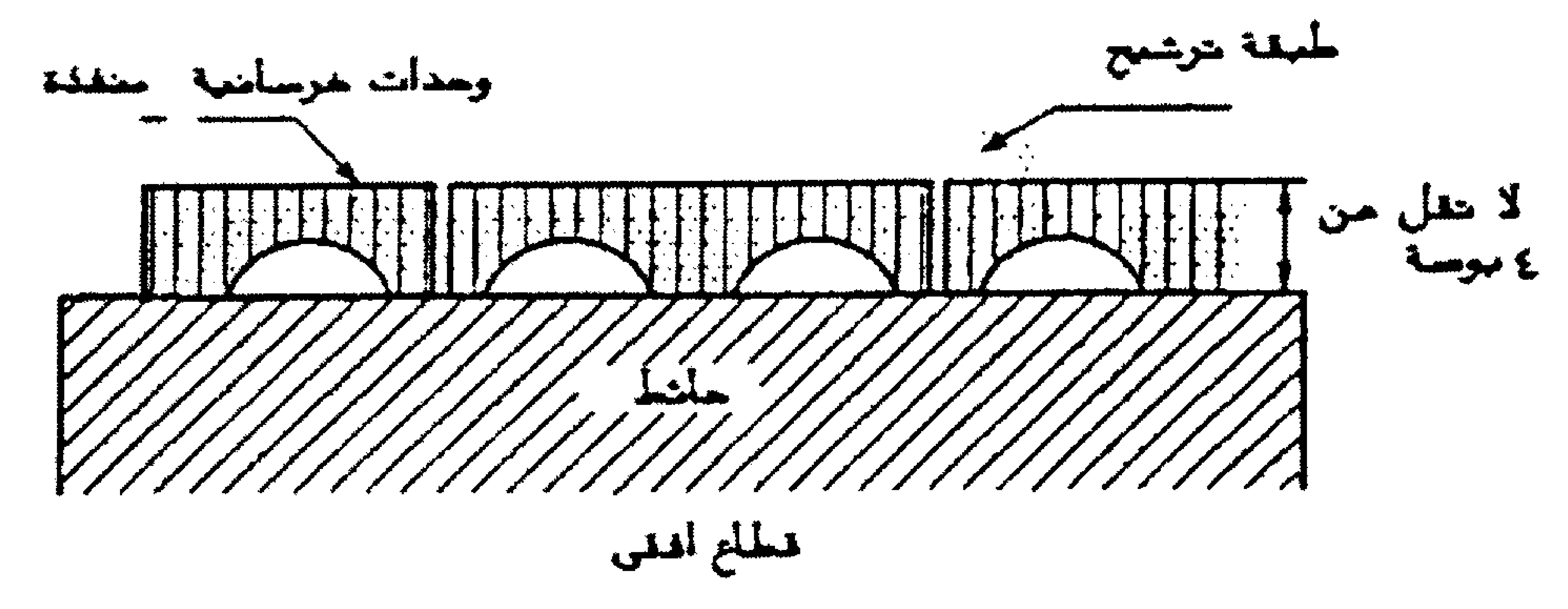
يجب الردم خلف الحوائط الساندة بمواد منفذة للمياه على أن يتم عمل مرشح خلف هذه الحوائط ويكون هذا المرشح بكامل طول الحائط وملاصق تمامًا لظهره. في المناطق غزيرة الأمطار ينفذ المرشح خلال طبقة الردم الخلفي مائلاً بزاوية ميل الردم الطبيعي. وتستخدم البلوكات الخرسانية المسامية أو الزلط أو كسر الأحجار في تنفيذ المرشحات (الشكل ٧-٥٣). ويجب ألا يقل سمك المرشح من البلوكات الخرسانية المسامية عن ١٠٠ مم بينما لا يقل سمك المرشح من الزلط أو كسر الأحجار عن ٥٠٠ مم للمرشح ذي الطبقة الواحدة، ٢٥٠ مم للطبقة الواحدة في حالة المرشح متعدد الطبقات.

يجب أن يزود الحائط بفتحات لتصريف المياه من المرشحات. ويصمم المرشح ليتناسب تدرج ومقاس حبيباته مع التدرج الحبيبي للردم الخلفي وفتحات تصريف المياه وذلك وفق مواصفات تصميم المرشحات.

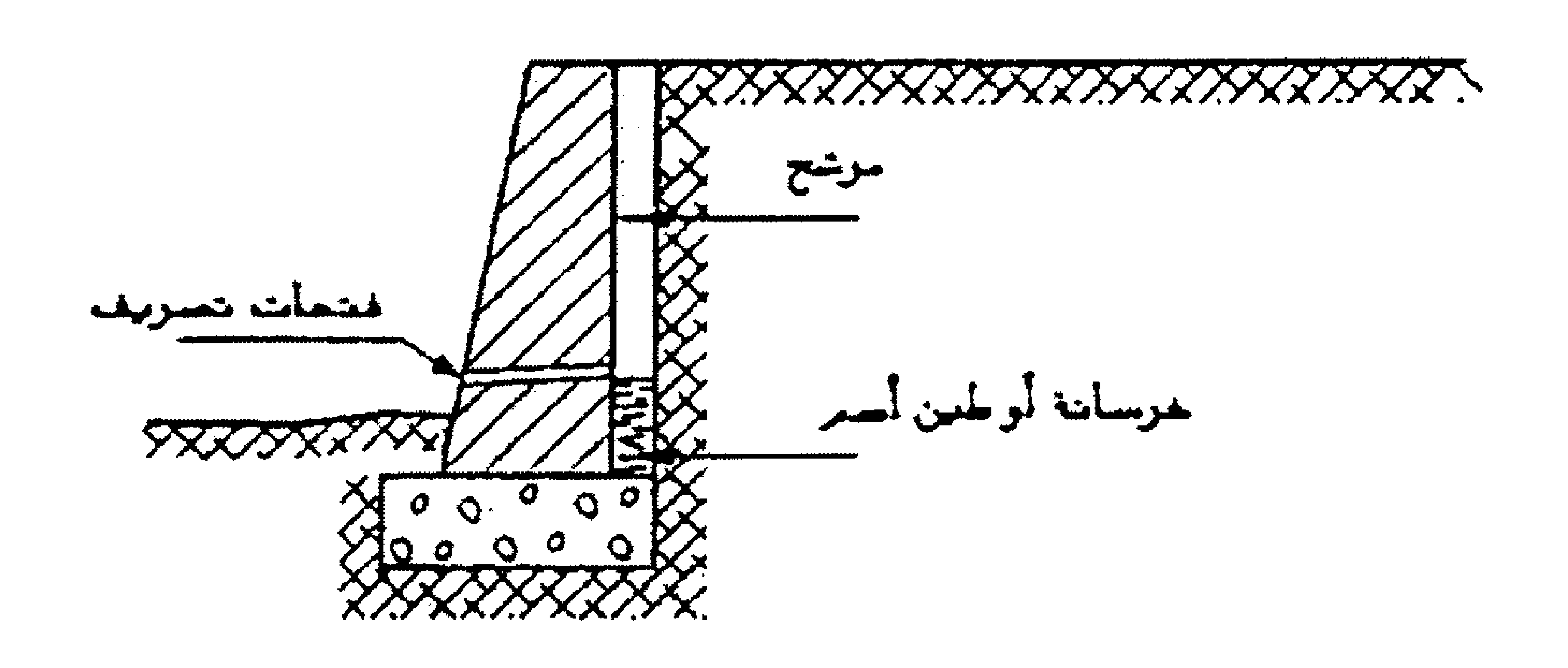
٣/٢/٤/٧ الفواصل

١/٣/٢/٤/٧ فواصل الإنشاء

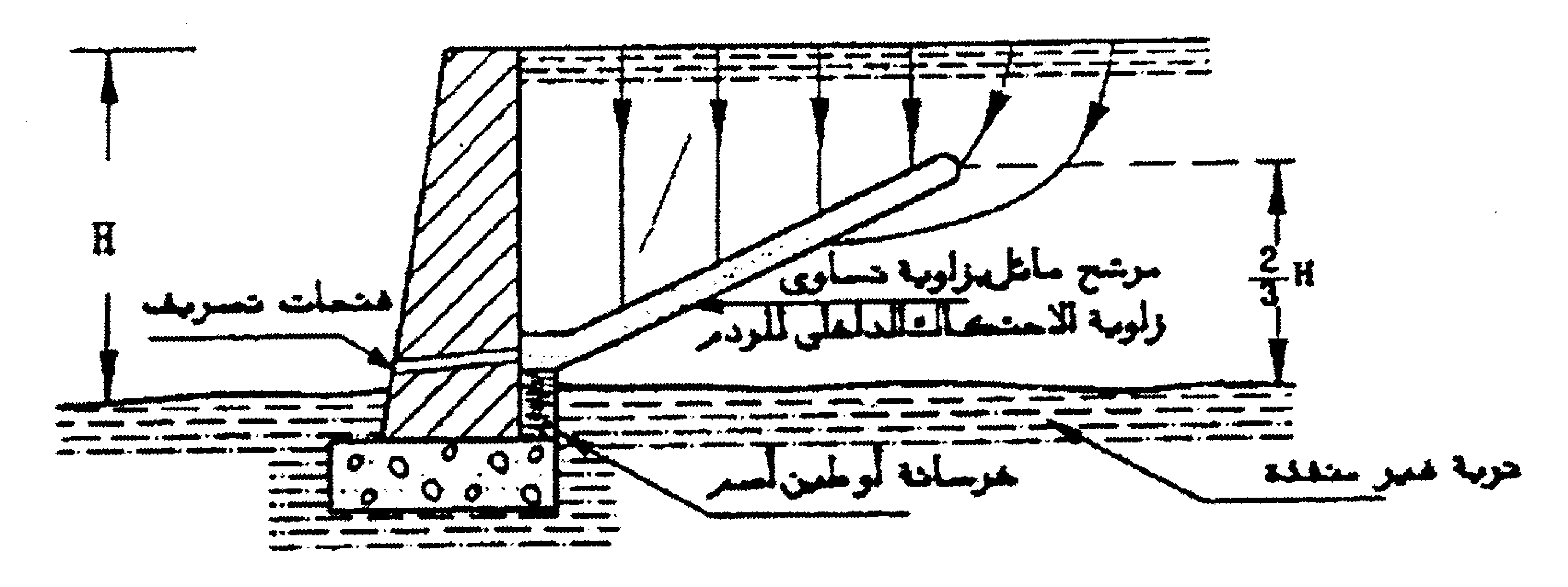
في الحوائط الخرسانية يجب تقليل فواصل الإنشاء بقدر الإمكان كما يجب توضيحها بالرسومات التنفيذية.



أ- وحدات ترشيح مسامية من الخرسانة



ب- طبقة ترشيح ملاصقة للحائط



جـ- طبقة ترشيح مائلة

الشكل ٧-٥٣: الصرف خلف الحوائط الساندة

ويجب عمل فواصل إنشاء أفقية عند اتصال جذع الحائط والدعامات بالقاعدة، وكذلك على ارتفاعات محددة من النوع والدعامات.

كما يجب اختيار أماكن الفواصل الرأسية عند قطاعات الحائط التي تكون إجهاد القص فيها صغيرًا.

٢/٢/٢/٤/٧ فواصل التمدد

يجب عمل فواصل تمدد رأسية بكامل ارتفاع الحائط، يتراوح سمكها بين ١٣ مم، ١٩ مم تُملأ بمادة لها خاصية الرجوعية (بتيومين) ويتم عمل هذه الفواصل كل ٣٠ متر.

في حالة الحوائط ذات الدعامات الأمامية أو الخلفية يفضل عمل فواصل التمدد عند موضع الدعامة بتنفيذ دعامتين عند الفاصل.

٢/٢/٢/٤/٧ فواصل الهبوط

يتم عمل فواصل هبوط عند أماكن التغير في قطاع الحائط الساند، وعند أماكن التغير في نوع التربة الحاملة للمنشأ، وعند أماكن التغير في الأحمال، كما في حالة الكباري حيث يتم فصل أجنحة حوائط الكباري عن أكتافها.

٤/٢/٤/٧ تسليح الحائط

غطاء حديد التسليح

يجب ألا يقل سمك الغطاء الخرساني على حديد التسليح عما يلي:

١. قطر أكبر سيخ تسليح بالقرب من السطح الخارجي للحائط أو واحد بوصة أيهما أكبر.
٢. قطر أكبر سيخ تسليح بالقرب من السطح الخارجي للحائط أو واحد ونصف بوصة أيهما أكبر وذلك للحوائط الساندة المعرض سطحها إلى مياه عذبة.
٣. قطر أكبر سيخ بالقرب من السطح الخارجي للحائط أو اثنين بوصة أيهما أكبر وذلك للحوائط الساندة المعرضة إلى مياه البحر.

حديد التسليح الثانوي

لتثبيت الحديد الرئيسي وللتغلب على الشروخ الناتجة عن الانكماش يجب وضع حديد ثانوي موزع بانتظام في اتجاه عمودي على اتجاه الحديد الرئيسي.

في الحوائط التي يزيد سمكها عن ١٥٠ مم توضع طبقتين من حديد التسليح، في اتجاهين

متعامدين عند كل جانب (سطح) بحيث لا تقل مساحة مقطع حديد التسليح في أي اتجاه عن ٠.٢٥٪ من مساحة المقطع الخرساني.

٣/٤/٧ صيانة الحوائط

يجب الكشف على المنشأ الساند على فترات زمنية للتحقق من:

١. عدم تغير الافتراضات التي اعتبرت في التصميم.
٢. حالة المواد التي استخدمت في الإنشاء.
٣. عدم حدوث إزاحة للمنشأ.

إذا تبين وجود أي خلل يجب إجراء الإصلاحات اللازمة.

١/٣/٤/٧ الصيانة الإنشائية

- يجب فحص كحلة الفواصل على فترات زمنية منتظمة، كما يجب مراعاة عمل الكحلة مرة ثانية إذا لزم الأمر. يجب أن تكون المونة المستخدمة في إعادة الكحلة ذات مقاومة مساوية لمقاومة المونة التي استخدمت عند إنشاء الحائط الساند مع مراعاة استخدام المواصفات الخاصة بالمؤن.
- يجب إصلاح أي خدوش تحدث لأسطح الحوائط الخرسانية أو الخوازيق بدون تأخير خوفًا من تعرض حديد التسليح للتآكل.
- يجب فحص وصلات التمدد على فترات زمنية منتظمة للتأكد من عدم حدوث أي عيوب في المواد التي تملؤها.
- يجب تنظيف فتحات الصرف بانتظام لتؤدي وظيفتها بالكامل.

٢/٣/٤/٧ الكشف على طبقات التبطين الأمامية

تزود المنشآت الساندة البحرية أو النهرية بطبقة تبطين أمامية. يجب فحص هذه الطبقات بانتظام للتأكد من سلامتها. الحوائط الساندة البحرية التي لم تزود بطبقة تبطين أمامية يجب مراجعة منسوب التربة أمام هذه المنشآت دوريًا وإذا وجد أي تغيير في منسوب التربة فيجب عمل الحماية اللازمة.

٣/٣/٤/٧ رصد تحرك الحوائط الساندة

يجب الملاحظة الدقيقة لتحركات الحوائط الساندة في الحالات التالية:

١. إذا ظهر دليل على تحرك الحائط الساند.

٢. إذا حدث انهيار جزئي للحائط الساند.

٣. إذا كان من المحتمل حدوث هبوط لسطح الأرض.

٤. إذا أنشئ الحائط الساند في مناطق حدث بها من قبل انهيارات لحوائط ساندة.

يجب عمل مسح كامل للمنشأ في الأحوال السابقة باستخدام الأجهزة المساحية المتاحة. ويجب قياس الإزاحة الحادثة بالنسبة إلى نقطة ثابتة بعيدة عن منطقة تأثير حركة التربة على فترات زمنية للتأكد من توقف الحركة.

إذا ثبت وجود إزاحة فعلية للمنشأ الساند فيجب قياس جميع الإحداثيات الأفقية والرأسية لجميع النقط الرئيسية للمنشأ وكذلك مناسيب الأرض والسكك الحديدية والطرق بالقرب من الحائط الساند. كذلك يجب أخذ عينات من التربة لتحديد خصائصها. كما يجب تسجيل الحالة اليومية للطقس وحالة نظام الصرف وكذلك عمليات الإنشاء والهدم بالقرب من المنشأ الساند.

الملاحظة الدقيقة لتحرك المنشأ مع تحديد أماكن التشققات الحادثة سوف تساعد بالتأكيد على تحديد ومعرفة أسباب المشكلة.

٧/٤/٤ أنواع الانهيارات الشائعة للحوائط

يوضح الشكل ٧-٥٤ أنواع الانهيارات الشائعة الحدوث في الحوائط الساندة والتي تتلخص فيما يلي:

٧/٤/٤/١ انزلاق التربة المحيطة

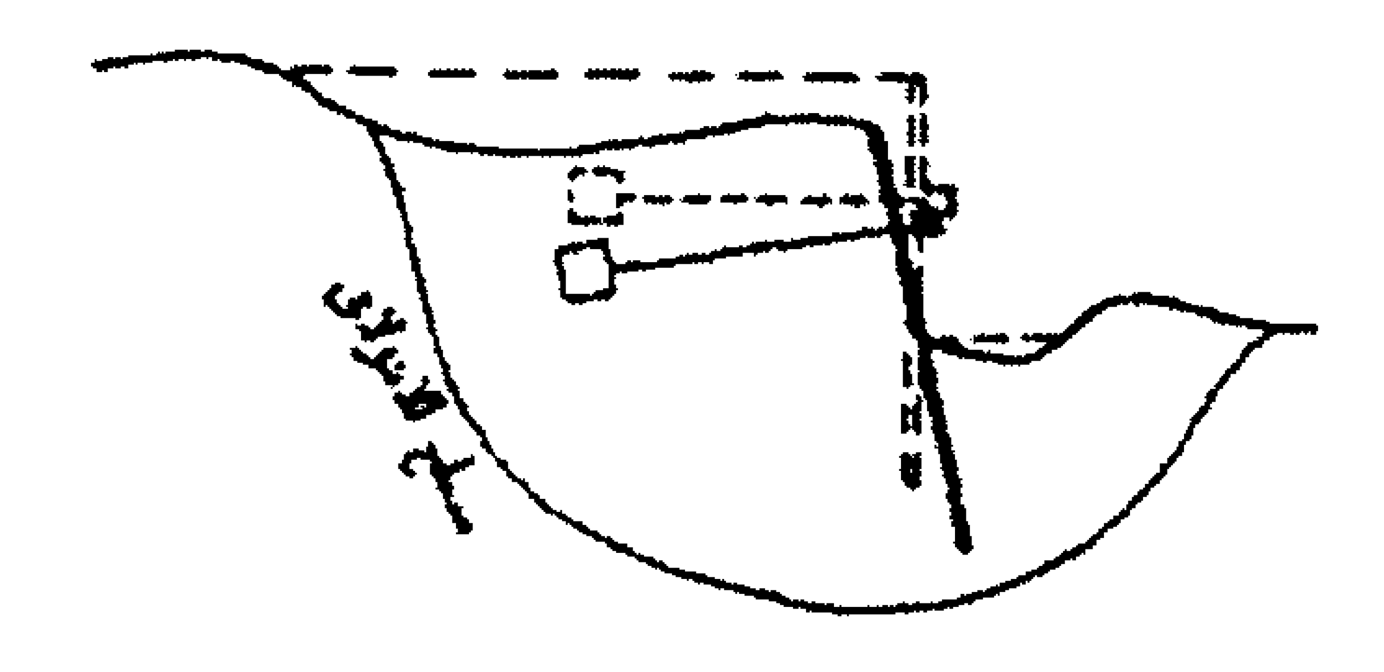
يحدث هذا بسبب نقص تماسك التربة أو إزالة الجزء الساند من التربة من أمام القدم وهذا النوع من الانهيار يحدث عادة في التربة الضعيفة التماسك.

٧/٤/٤/٢ دوران حول نقطة قرب قاعدة الحائط

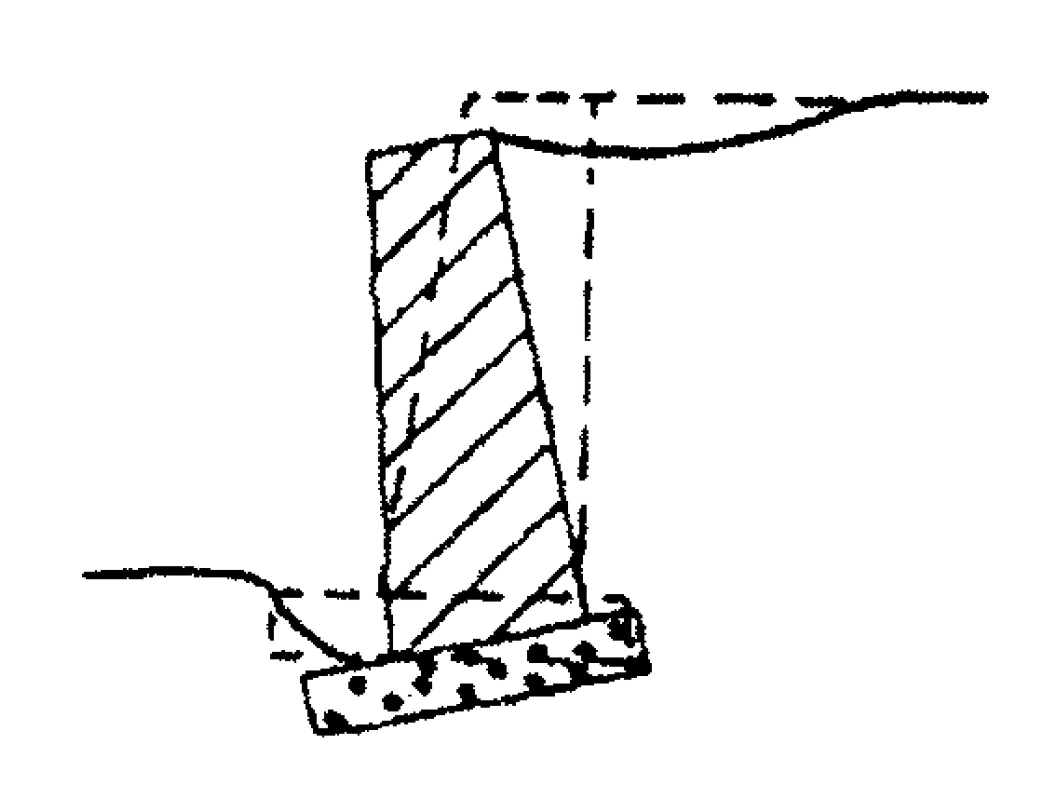
السبب الرئيسي لحدوث هذا النوع من الانهيار هو الهبوط غير المتساوي للحائط والذي ينتج عن دوران الحائط حول نقطة قرب القاعدة.

وفي حالة الحوائط المرتكزة على صخر يمكن أن يحدث هذا النوع من الانهيار عندما تقع المحصلة خارج قاعدة الحائط.

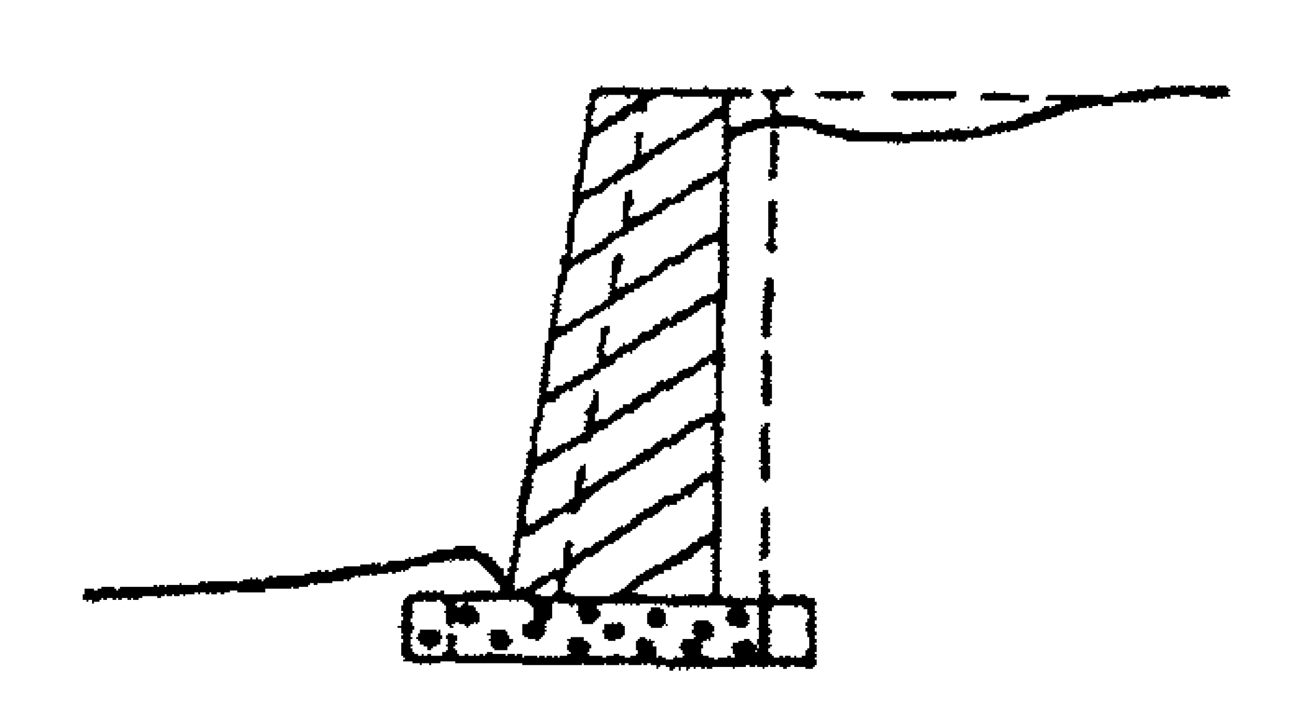
وفي حالة الستائر اللوحية يحدث هذا الانهيار إما نتيجة كسر الشداد أو انزلاق المربط الخلفي.



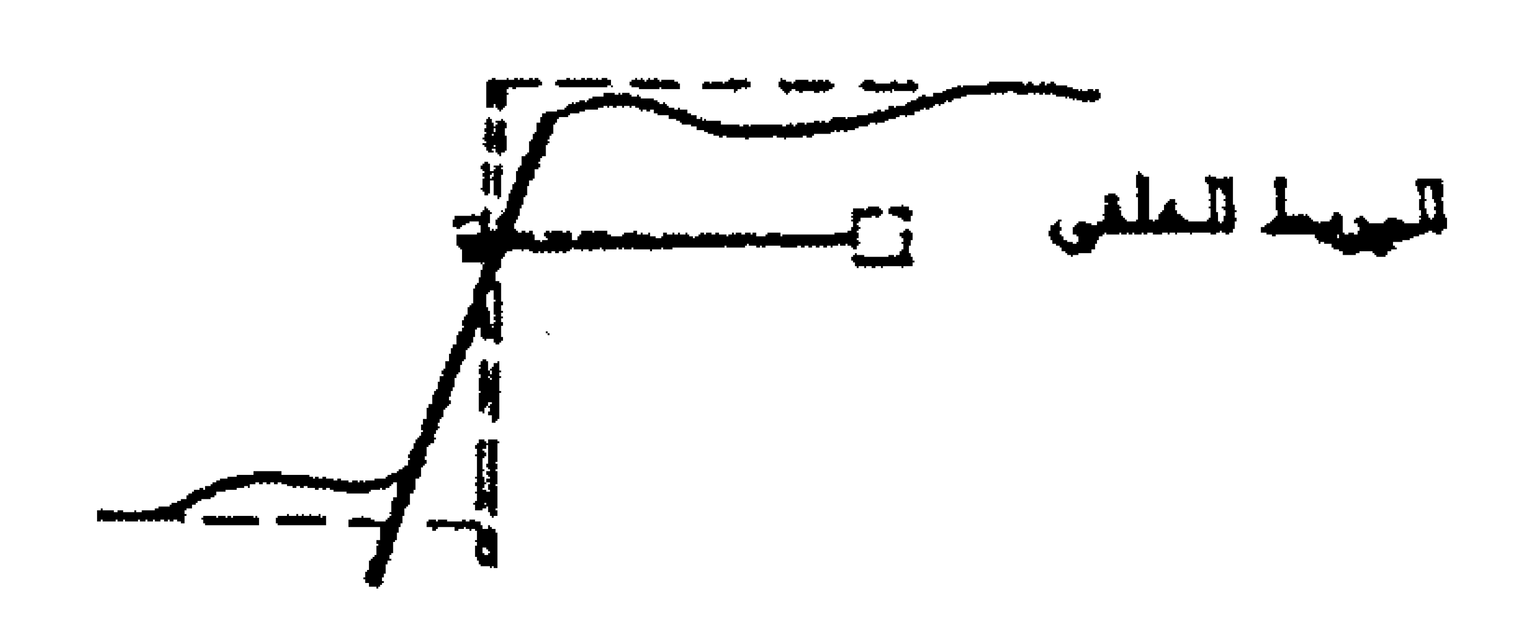
أ- انزلاق التربة المحيطة



ب- دوران نقطة قرب قاعدة الحائط



جـ- انزلاق الحائط إلى الأمام



د- الدوران حول نقطة أعلى الحائط

الشكل ٧-٥٤: الانهيارات الشائعة للحوائط

٧/٤/٤/٣ انزلاق الحائط إلى الأمام

يحدث هذا النوع من الانزلاق عندما لا تتواجد مقاومة كافية ناتجة عن الاحتكاك والتماسك بين القاعدة والتربة أو من الضغط المقاوم للتربة أمام الحائط.

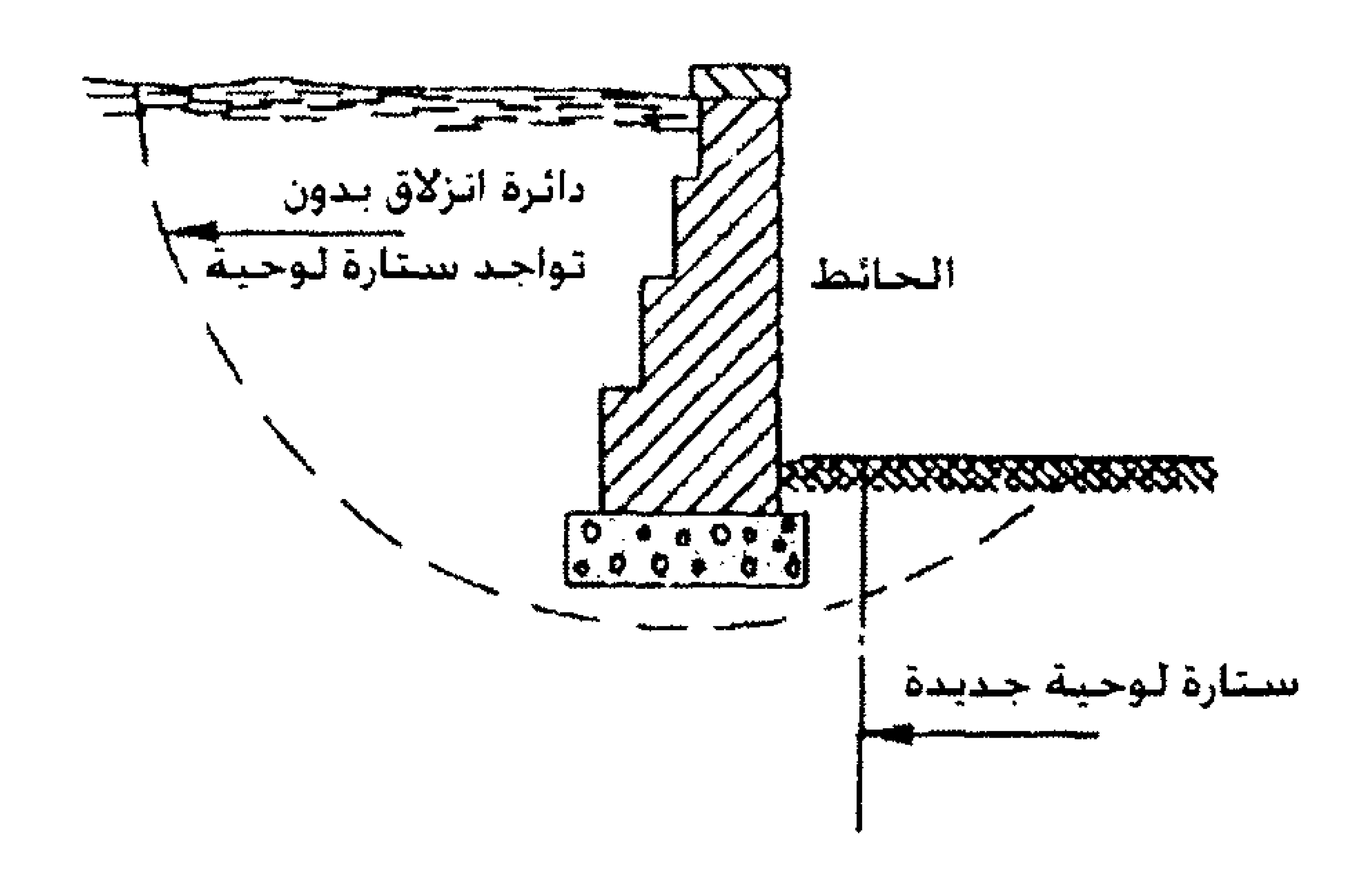
٤/٤/٤/٧ الدوران حول نقطة أعلى الحائط

يحدث هذا النوع من الانهيار عندما لا يكفي الضغط المقاوم أمام الجزء السفلي من الحائط في حفظ اتزانه بينما الحائط ممنوع نسبيًا عند أعلاه من الحركة، مثال ذلك الحوائط من الستائر اللوحية ذات المربط الخلفي وأكتاف الكباري.

٥/٤/٧ إصلاح الحوائط (طرق إعادة اتزان المنشآت الساندة)

إذا ظهرت أي إشارة لبدء حدوث انهيار جزئي بالمنشأ الساند فيمكن إعادة اتزان المنشأ والمحافظة عليه إذا أمكن تحديد أسباب بدء الانهيار. لا توجد قوانين عامة محددة لعلاج هذه الحالات، بل يجب النظر لكل حالة على حدة. وفيما يلي بعض حالات الانهيار الشائعة وطرق علاجها:

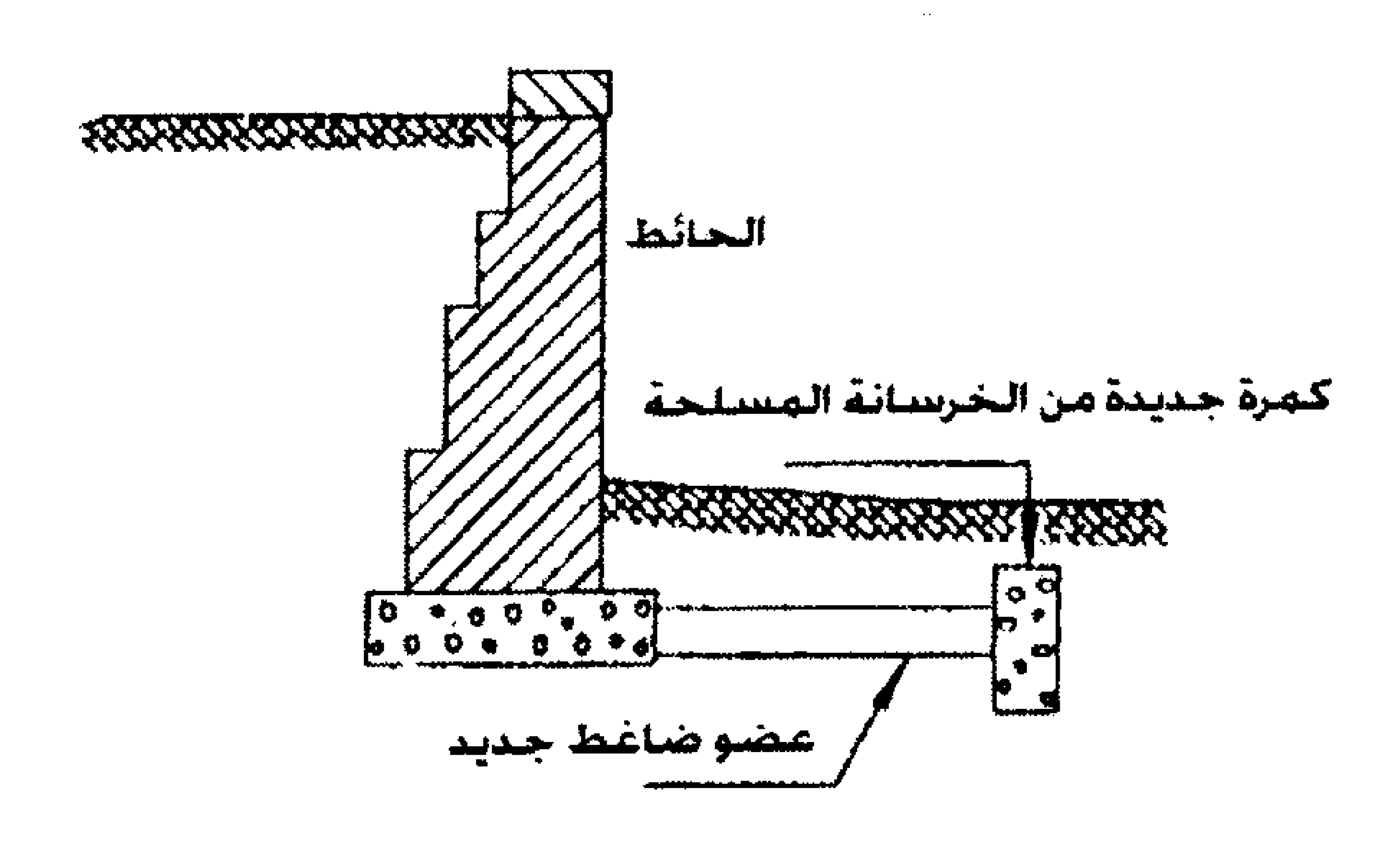
١. في حالة فقد اتزان المنشأ نتيجة وجود مستوى انهيار قص يمر من تحت المنشأ، فيمكن التغلب على هذا بدق ستائر لوحية أمام الحائط الساند لقطع مستوى الانهيار كما هو موضح بالشكل ٧-٥٥، أو بوضع طبقة من الردم أمام الحائط إذا سمحت طبيعة المنشأ بذلك.



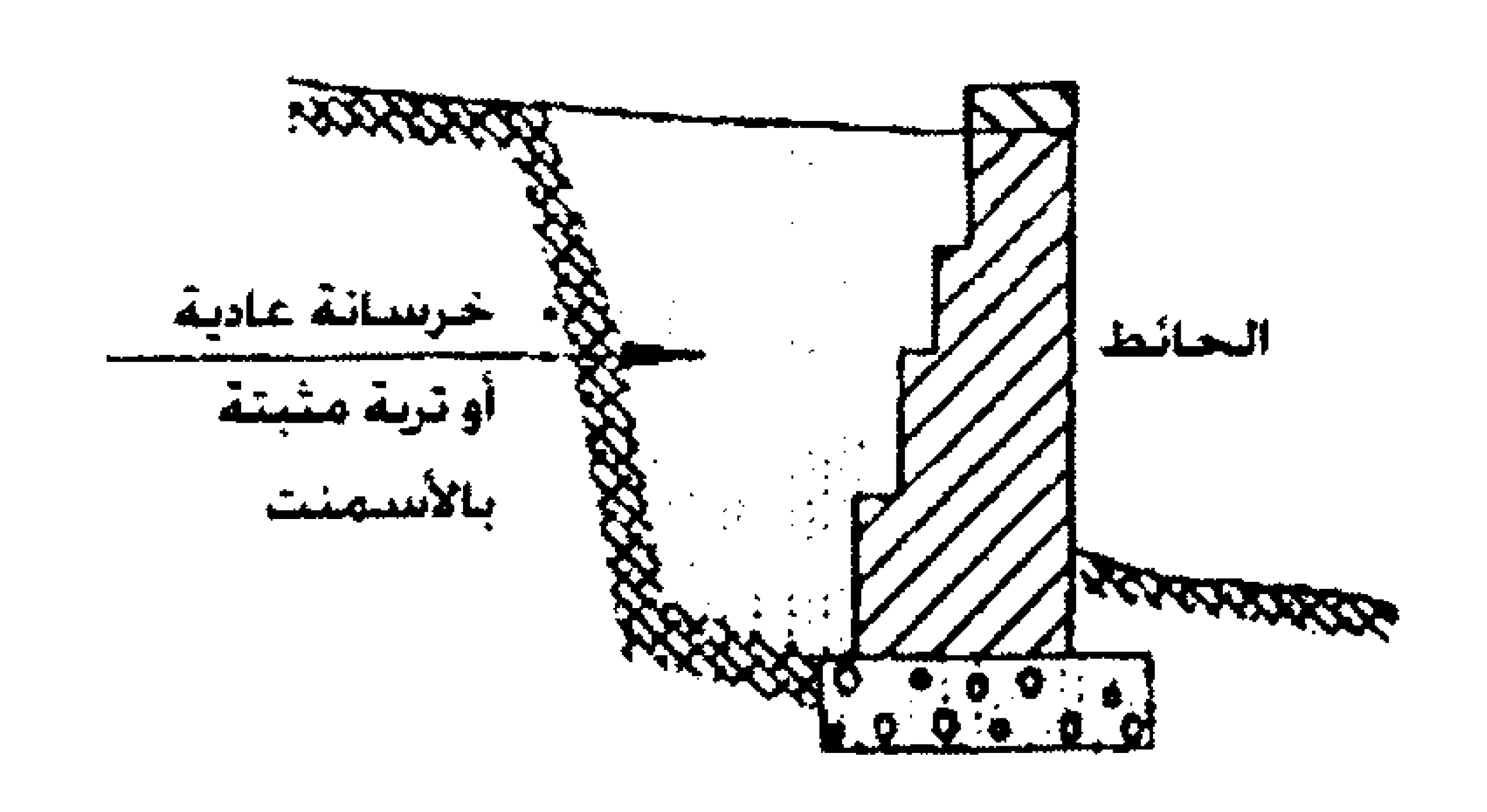
الشكل ٧-٥٥: ستائر لوحية لمنع حدوث الانزلاق

٢. في حالة حدوث ميل للحائط أو تحرك للأمام أو الاثنين معًا، يكون ذلك نتيجة زيادة الضغوط الجانبية على الحائط الساند بسبب وجود أحمال حية أو زيادة وزن وحدة الحجوم للردم الخلفي نتيجة تشبع الردم بالماء أو نقصان الضغط المقاوم المتولد أمام الحائط، فيمكن في هذه الحالة إنشاء عنصر ضاغط مثبت إلى كمرة كما هو موضح بالشكل ٧-٥٦، ثم يستبدل جزء من الردم الخلفي بمادة خفيفة الوزن أو رمل مثبت

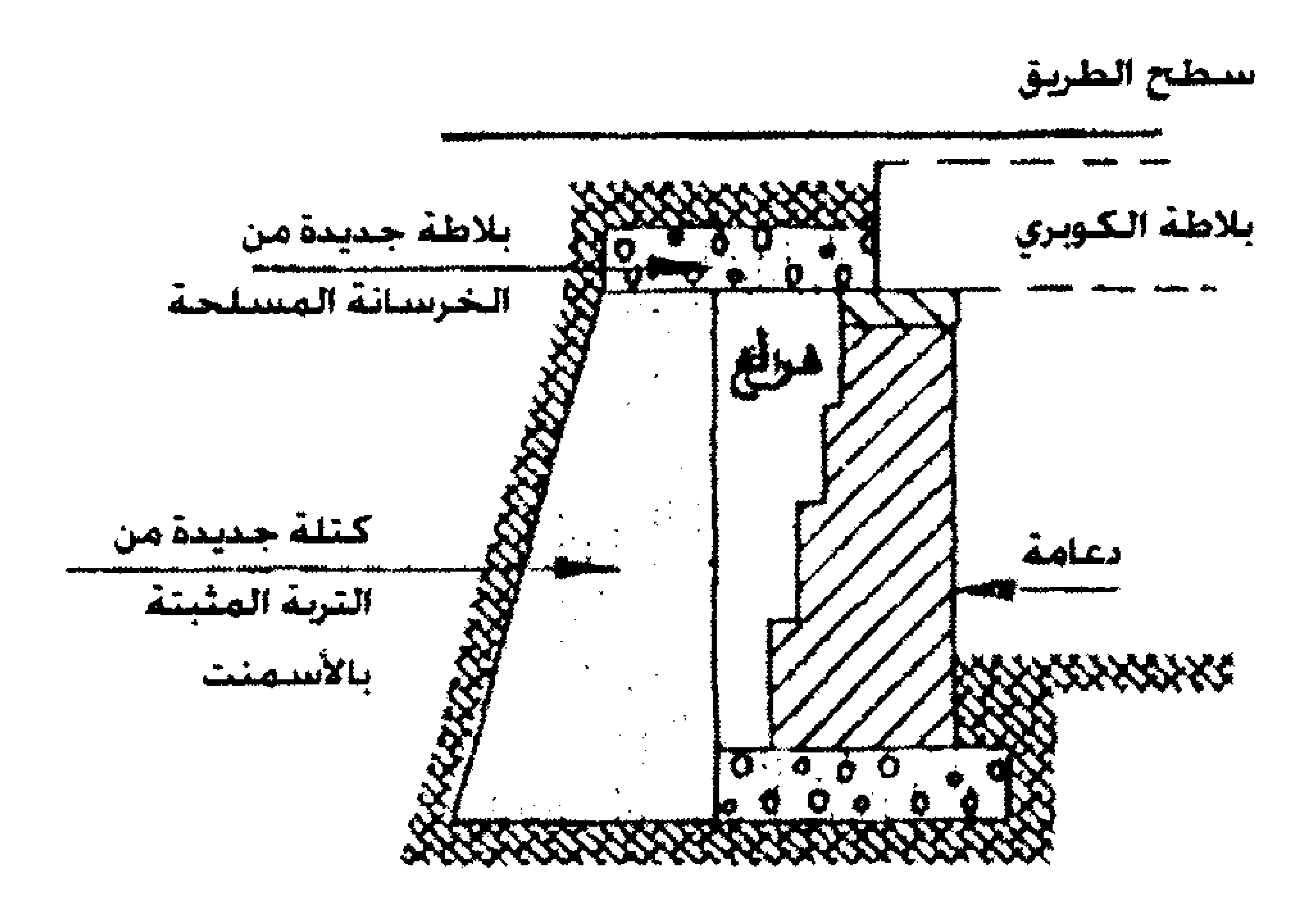
بالأسمنت وذلك لتخفيف الضغط الجانبي على الحائط كما هو موضح بالشكل ٧-٥٧. الشكل ٧-٥٨ يوضح حالة يتم فيها إزالة الضغط الجانبي المؤثر على الحائط بالكامل وذلك بإنشاء حائط ساند جديد خلف الحائط الساند القديم.



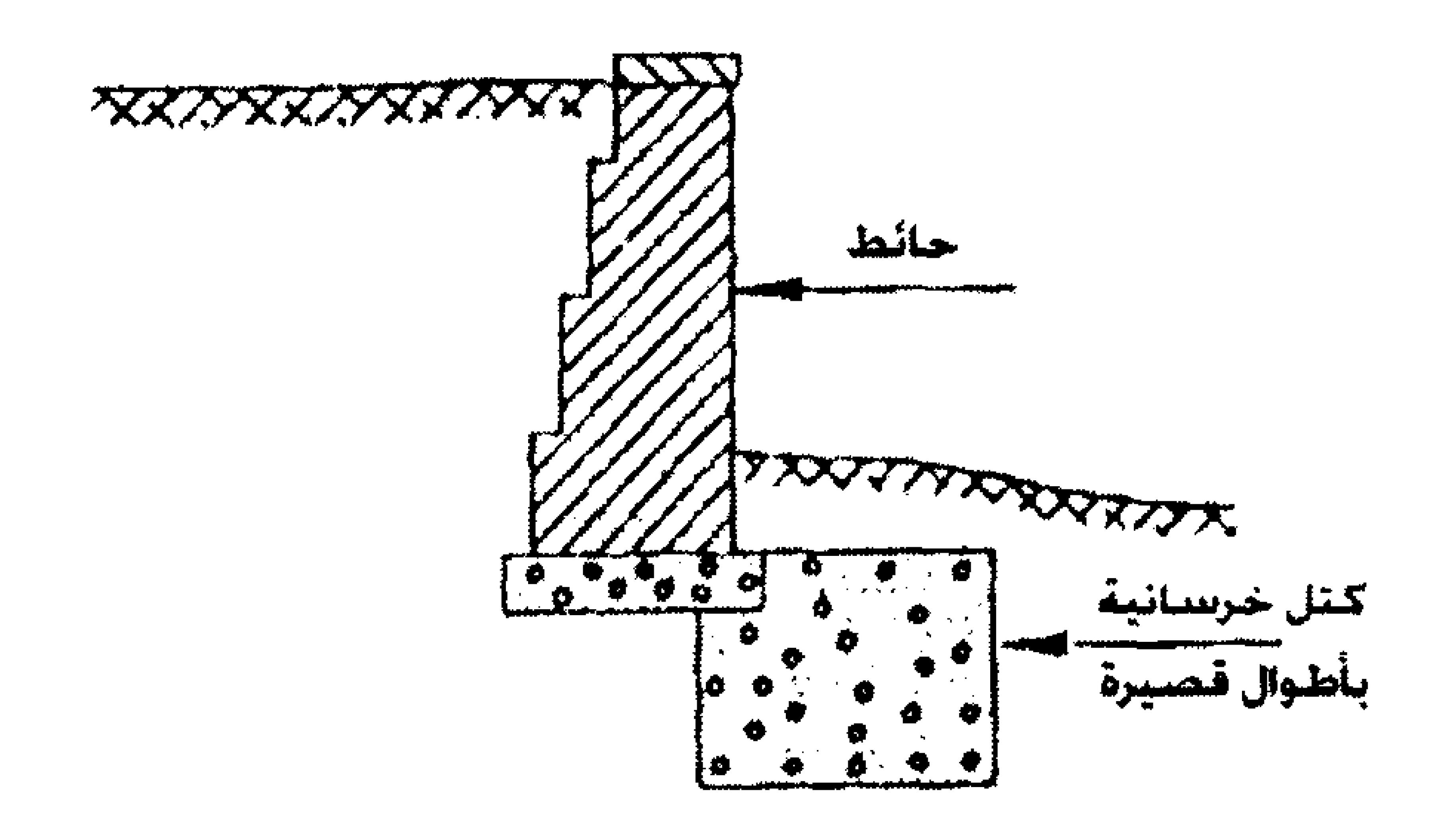
الشكل ٧-٥٦: عضو ضاغط مثبت إلى كمرة لمنع تحرك الحائط إلى الأمام



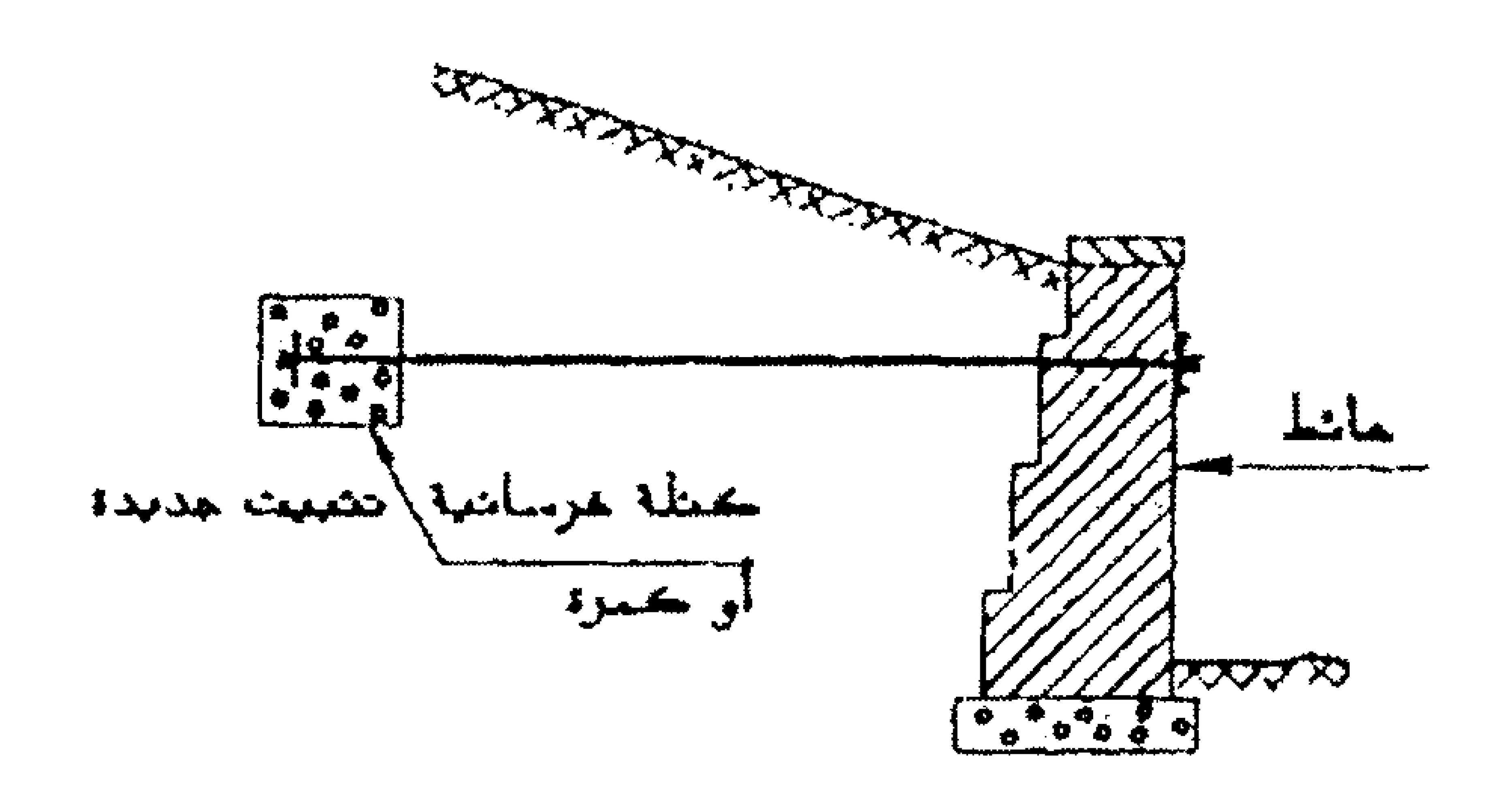
الشكل ٧-٥٧: إزالة الضغط الجانبي من على الحائط



الشكل ٧-٥٨: إزالة الضغط الجانبي من على الحائط



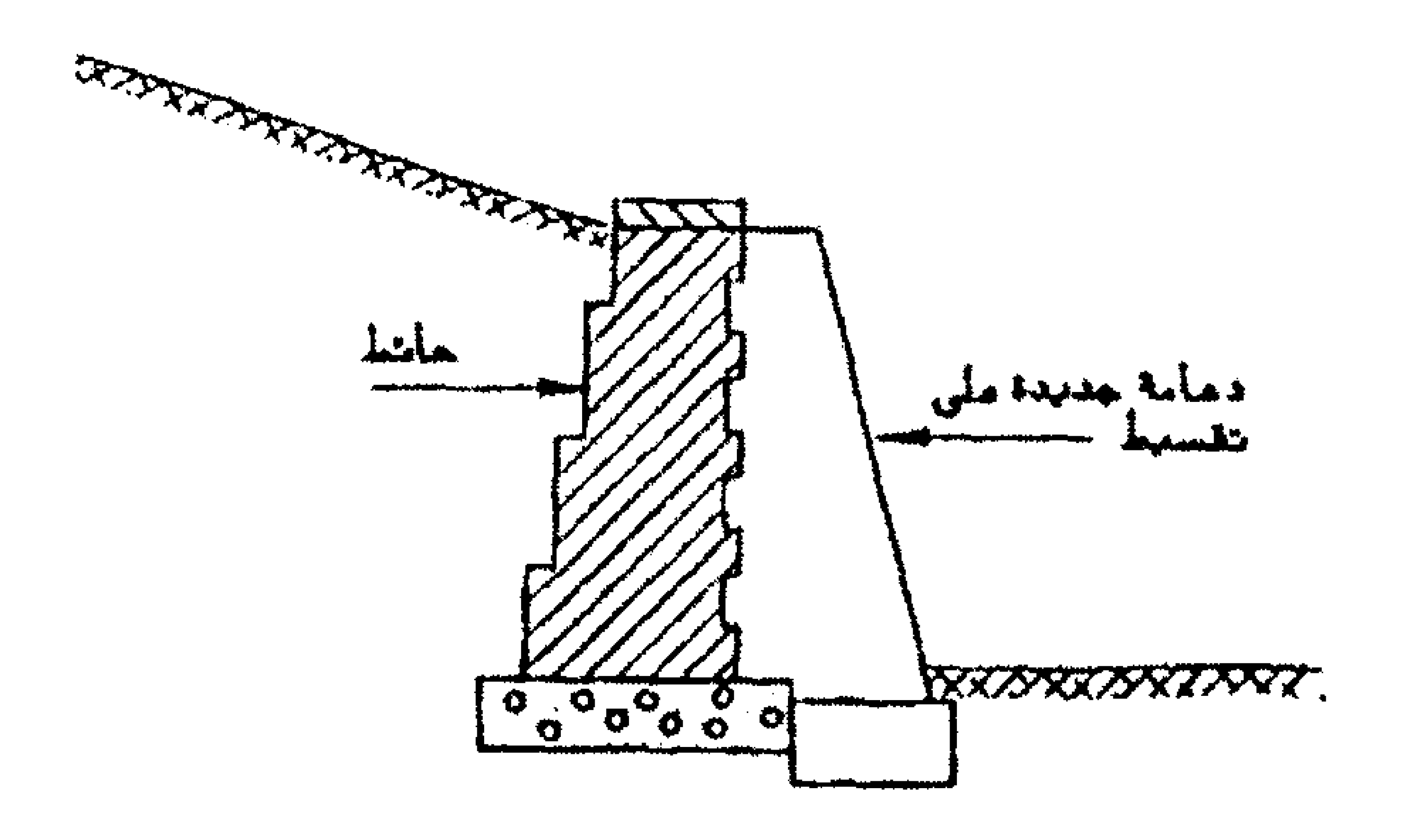
الشكل ٧-٥٩: تثبيت القدم



الشكل ٧-٦٠: تثبيت الحائط بمرابط خلفية

٣. يمكن تثبيت الحائط من القدم وذلك بعمل حفر بأطوال صغيرة أمام القدم ثم ملئها بالخرسانة كما هو موضح بالشكل ٧-٥٩.

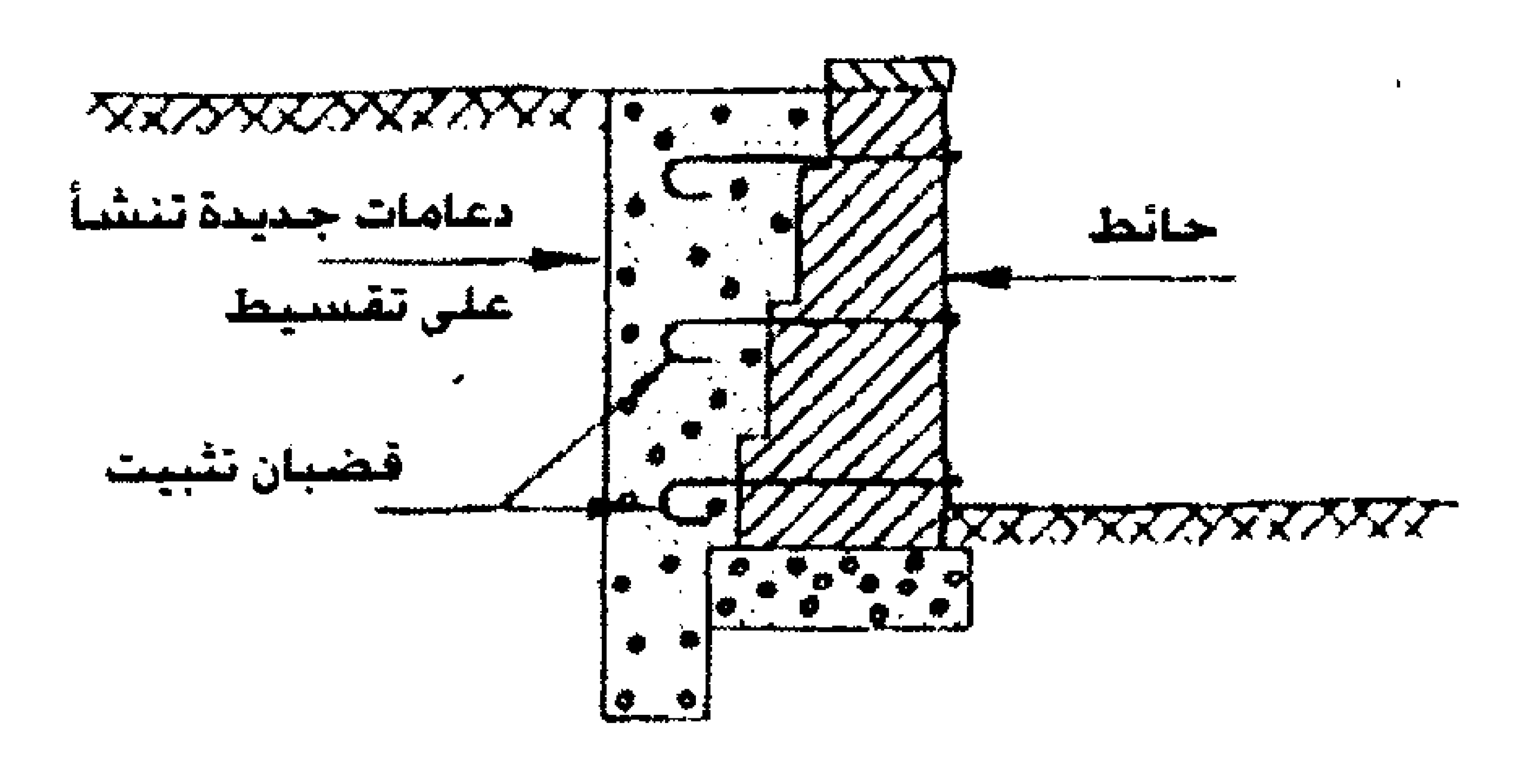
٤. يمكن التغلب على مشكلة ميل الحائط وذلك من أعلى بشدادات تنتهي بمرابط خلفية كما هو موضح بالشكل ٧-٦٠، ويجب توزيع قوة الشد باستعمال مدادات تثبت على طول الحائط.



الشكل ٧-٦١: تثبيت الحائط بدعامات أمامية

٥. يمكن عمل دعامات أمامية buttresses للمنشأ الساند مصممة لتعمل مليثيا مع المنشأ الساند القديم، كما هو موضح بالشكل ٧–٦١.

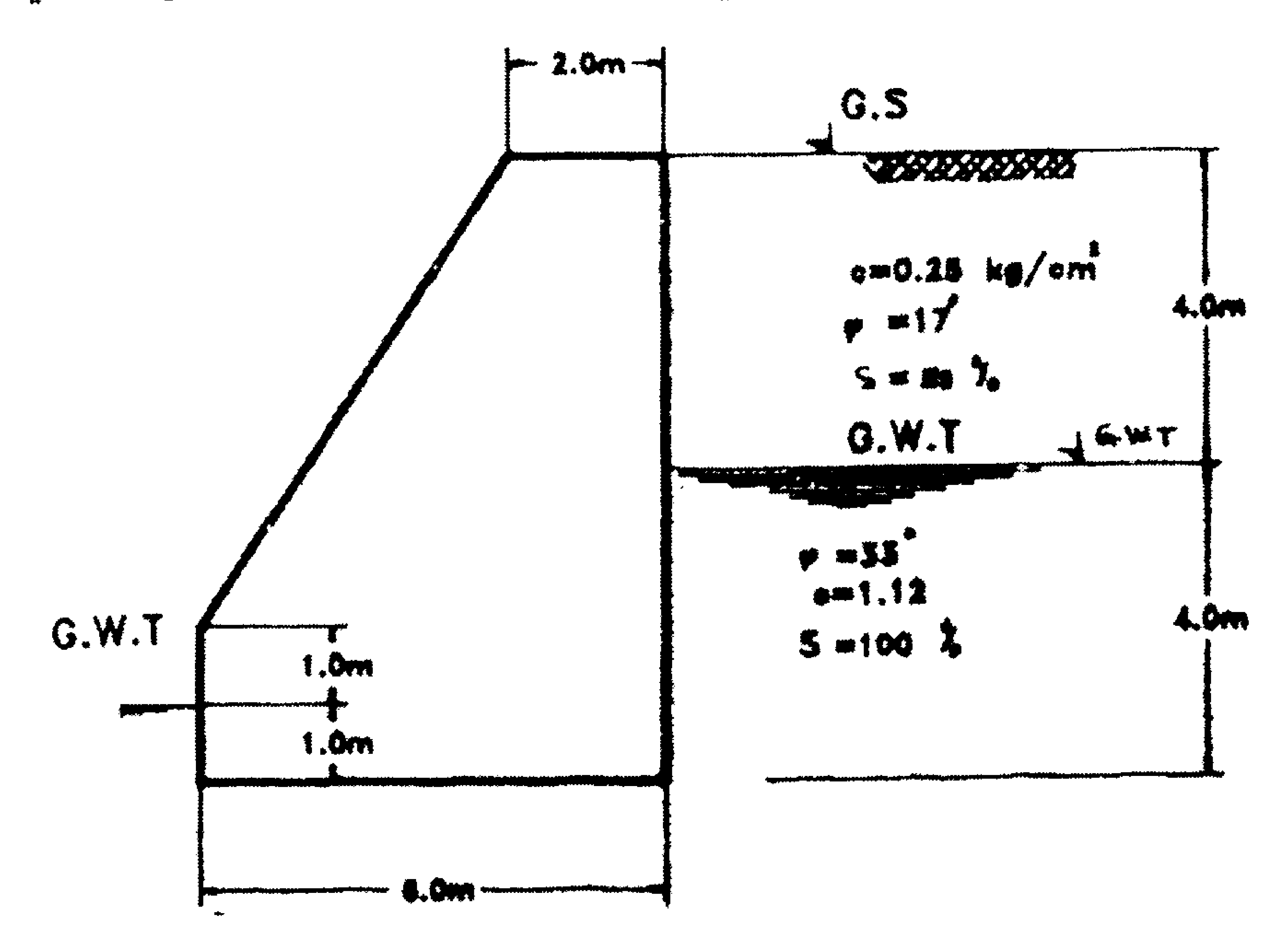
٦. يمكن عمل دعامات خلفية counterforts للحوائط الساندة التي تحركت بالفعل مع ربطها إلى بعض ليعملا مليثيا كما هو موضح بالشكل ٧–٦٢. يُفضل أن تمتد الدعامة الخلفية أسفل منسوب الأساس القديم لتعطي اتزان أكبر ضد الانزلاق إلى الأمام.



الشكل ٧-٦٢: تثبيت الحائط بدعامات خلفية

مثـــال ٣ـ٨

مطلوب تحديد قوة ضغط التربة الفعال الكلي المؤثرة على الحائط الساند من النوع التثاقلي.



الشكل ٣-٩٤: نوع التربة خلف الحائط الساند المطلوب تصميمه

الحــل

نفترض أن $G = 2.60$:

$$\therefore \quad \gamma_1 d = \frac{es+G}{1+e} = \frac{0.68\times 0.5+2.6}{1+0.68} = 1.75 \ \text{t/m}^3$$

وبفرض أن $G = 2.70$:

$$\therefore \quad \gamma_2 = \frac{1.12\times 1.0+2.70}{1+1.12} = 1.8 \ \text{t/m}^3$$

$$K_{a_1} = \frac{1-sin17^\circ}{1+sin17^\circ} = 0.548, \qquad K_{a_2} = \frac{1-sin33^\circ}{1+sin33^\circ} = 0.548$$

مثــال ٣ـ٩

أوجد لحالة التربة الفعالة:

١. الإجهاد الأفقي عند قاعدة الحائط.

٢. الضغط الأفقي الكلي.

٣. موقع محصلة الضغط الأفقي.

الحــل

$$K_a = \frac{1-sin\phi}{1+sin\phi} = 0.333$$

١. عند القاعدة: $\sigma_h = \theta = \gamma H K_a = 1.65\times 6.0\times 0.333 = 3.29 \ \text{t/m}^2$

٢. $E_a = \frac{1}{2} e H = \frac{1}{2}\times 3.29\times 6.0 = 9.87 \ \text{t/m}'$

٣. أوجد ضغط التربة الفعال بواسطة طريقة خابور الترجيب.

بالنسبة لزاوية $\theta = 45^\circ$:

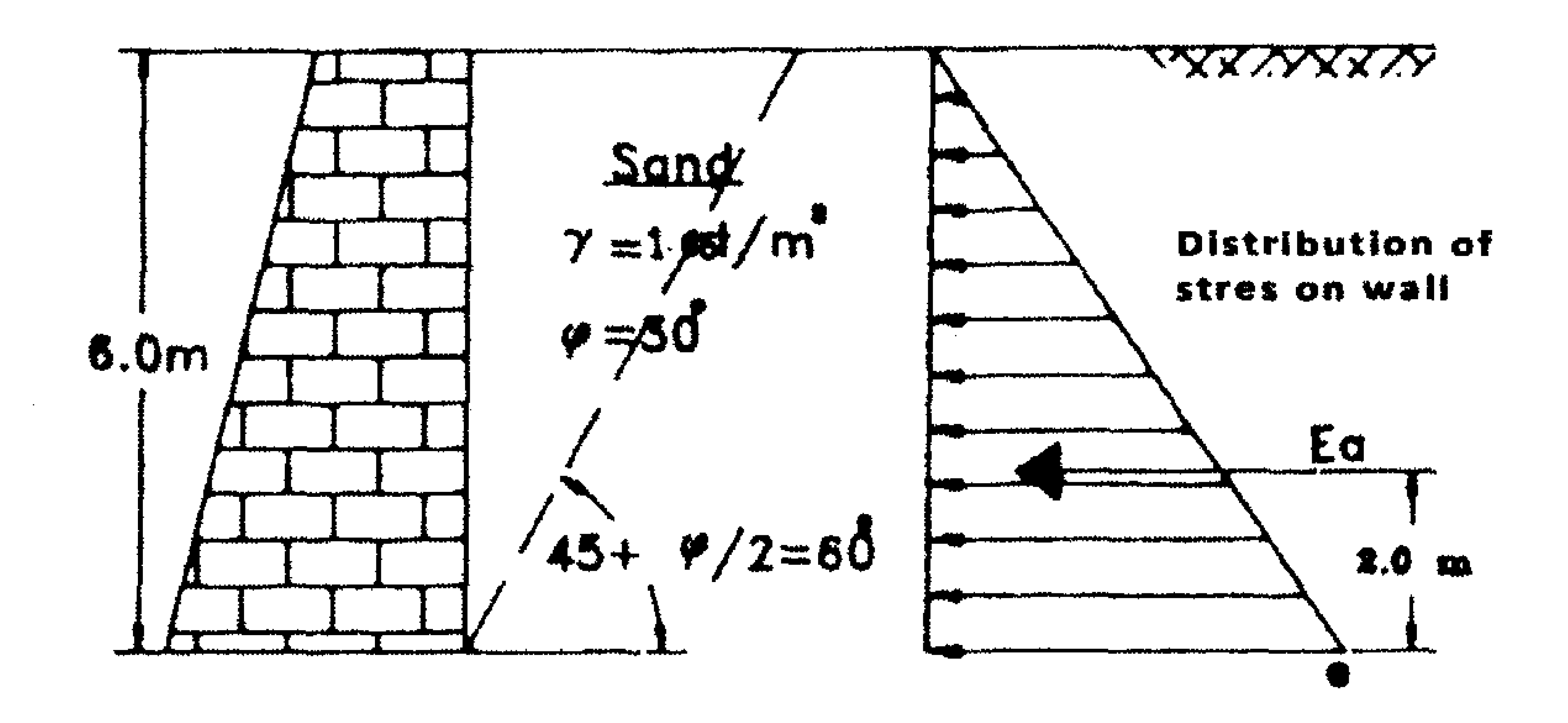
$$w = \frac{1}{2}\gamma H^2 = \frac{1}{2}\times 6.0\times 6.0\times 1.65 = 29.7 \ \text{t/m}'$$

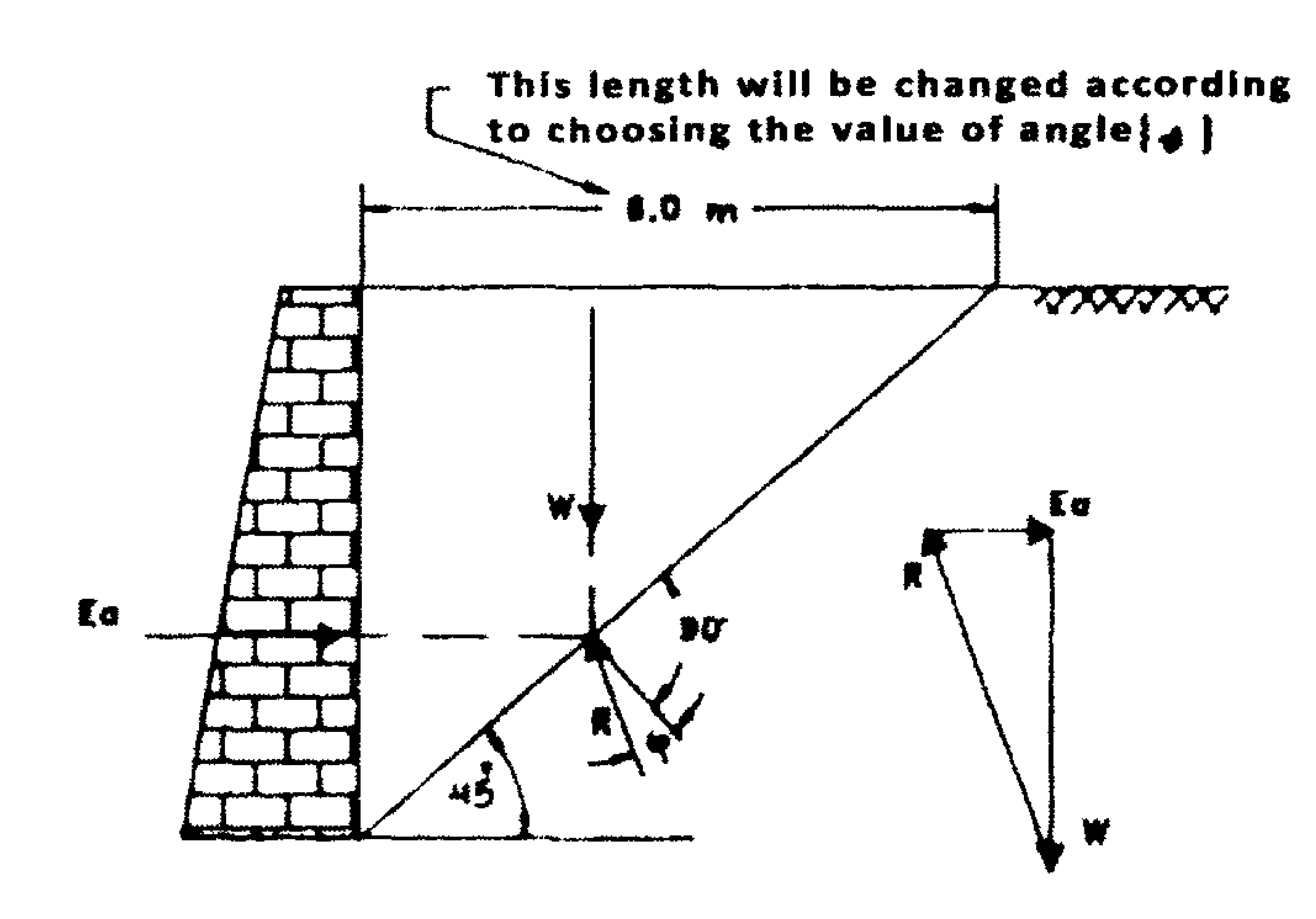
لمقياس رسم: $1 \ \text{cm} = 5 \ \text{t/m}$

$$E_a = 9.67 \ \text{t/m}'$$

عند $\theta = 60^\circ$

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 cot\theta tan(\theta-\phi)$$





الشكل ٣-٩٥: الحائط والقوى المؤثرة حوله

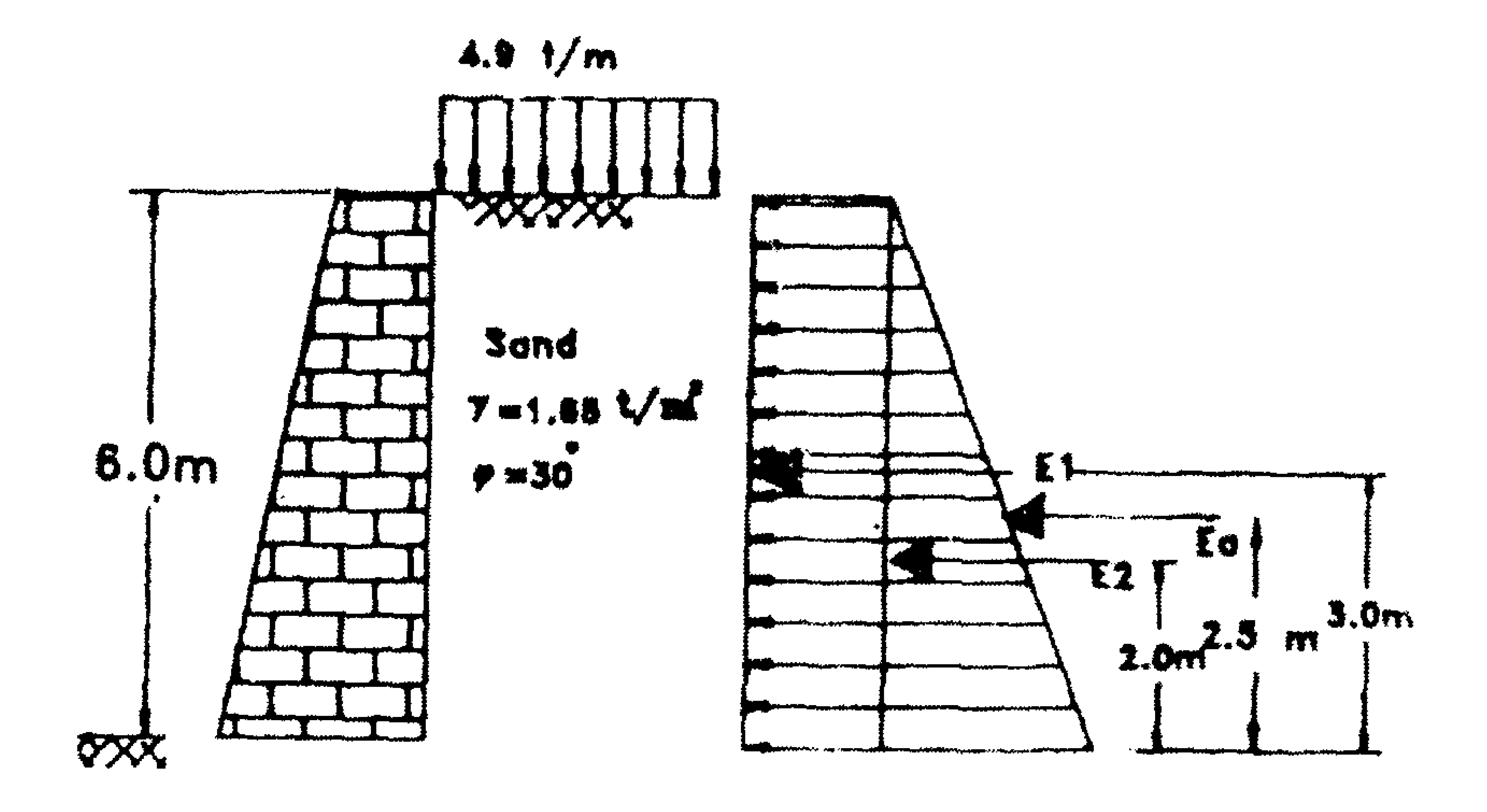
يمكن أن يُستخدم لتحديد قيمة E_a لقيم مختلفة من θ.

الجدول ٣-١٥: جدول لحساب E_a عند قيم θ المختلفة

θ	$\cot\theta$	$\tan(\theta-30°)$	Product	E_a
55.0	0.700	0.466	0.328	9.70
57.5	0.637	0.478	0.331	9.80
60.0	0.577	0.577	0.333	−9.87
62.5	0.521	0.637	0.331	9.80
65.0	0.467	0.700	0.328	9.71

مثـــال ٣ـ١٠

مطلوب حساب ضغط التربة الفعال ضد الحائط ومركز ثقل هذه القوة للضغط الفعال.



الشكل ٣-٩٦: الحائط التثاقلي والقوى المؤثرة عليه

الحــل

$$E_a=\left(\frac{1}{2}\gamma H^2+q_a H\right)K_a$$

$$E_1=\frac{1}{2}\gamma H^2 K_a=\frac{1}{2}\times1.65\times6.0^2\times\frac{1}{3}=9.9\ \text{t/m}'$$

$$E_2=qHK_a=4.9\times6\times\frac{1}{3}=9.8\ \text{t/m}'$$

$$x=\frac{9.8\times3+9.9\times2}{19.7}=2.50\ \text{m}$$

مثــال ٣ـ١١

حائط ساند وردم خلفه، والمطلوب حساب الآتي:

١. قوة الضغط المقاوم.

٢. إجهادات المقاومة.

٣. موقع خط الانفصال slip line.

٤. موقع محصلة ضغط المقاومة.

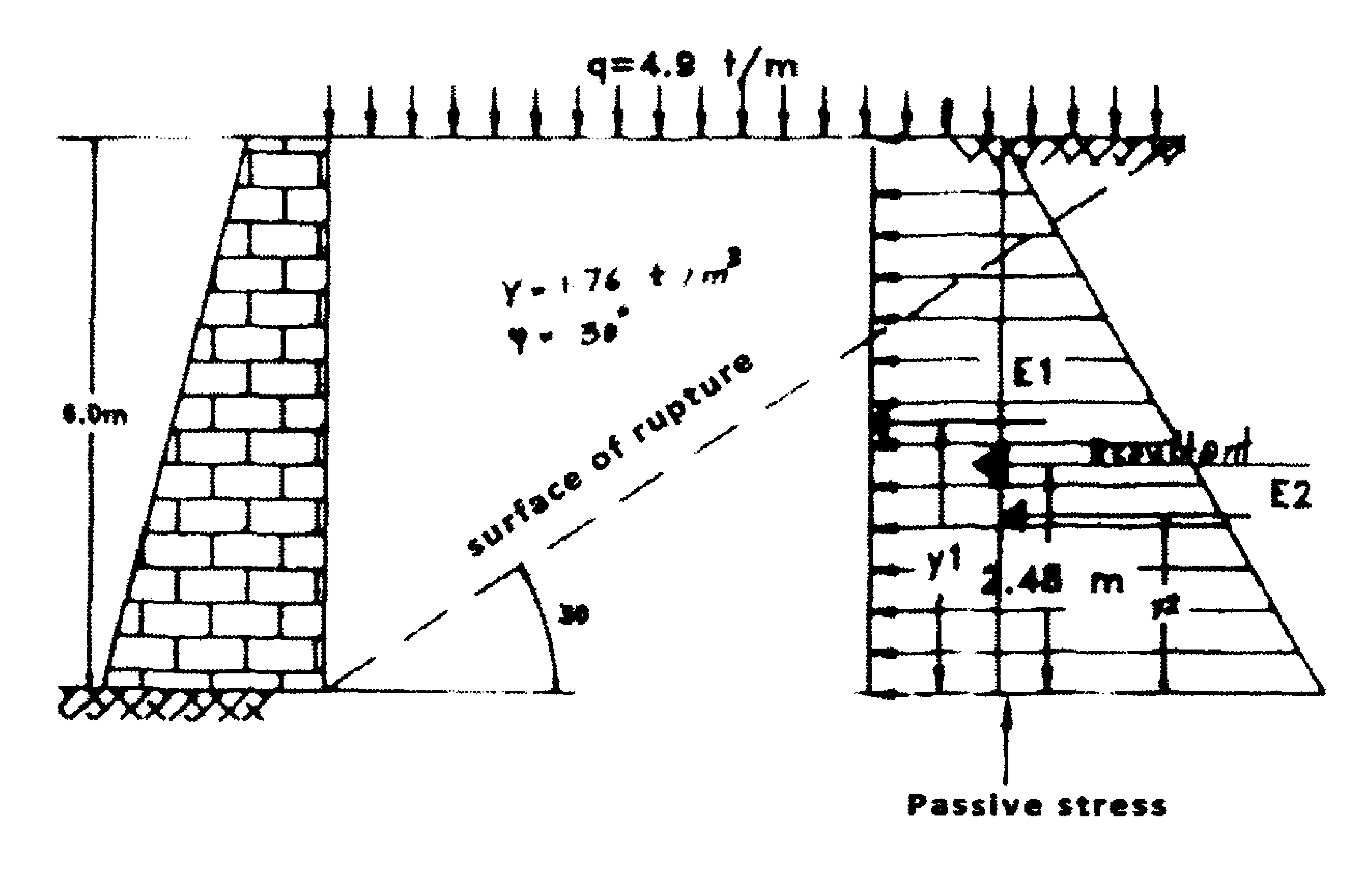
الحــل

عند القاعدة:

$$\sigma hp=(\gamma H+q)K_p=(1.76\times6.0+4.9)\times3=46.32\ \text{t/m}^2$$

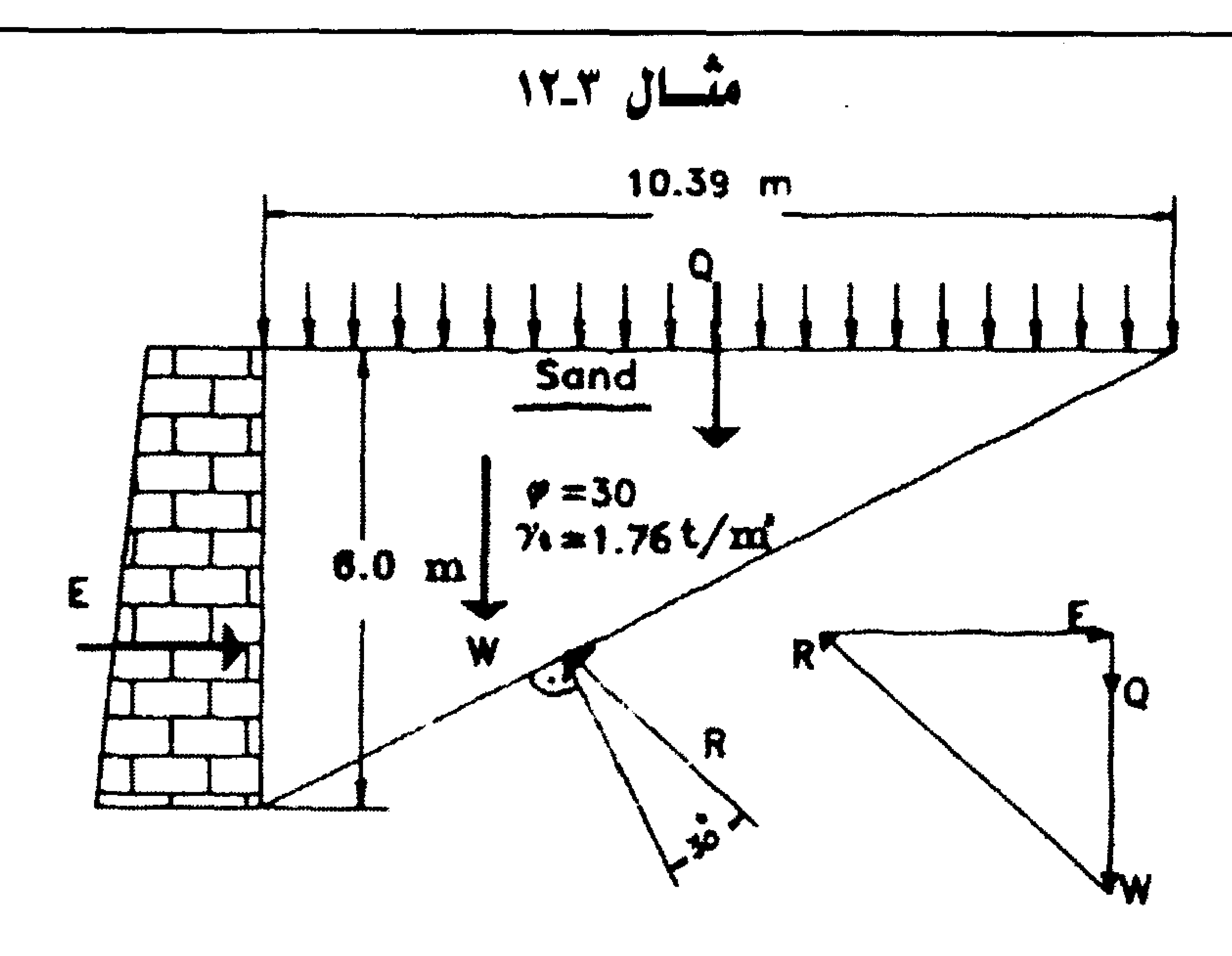
$$E_p=\left(\frac{1}{2}\gamma H^2+qH\right)K_p=\left(\frac{1}{2}\times 1.76\times 6+4.9\times 6.0\right)\times 3=183.24\ \text{t/m}'$$

$$x=\frac{29.4\times 3+31.68\times 2}{61.08}=2.480\ \text{m}$$



الشكل ٣-٩٧: الحائط التثاقلي وشكل القوى المؤثرة عليه

مثــال ٣-١٢



الشكل ٣-٩٨: حائط ساند تثاقلي ونوع الردم الخلفي

إن طريقة تجريب الخازوق يمكن أن تستخدم للحصول على نفس النتيجة. إن الردم أعلى سطح

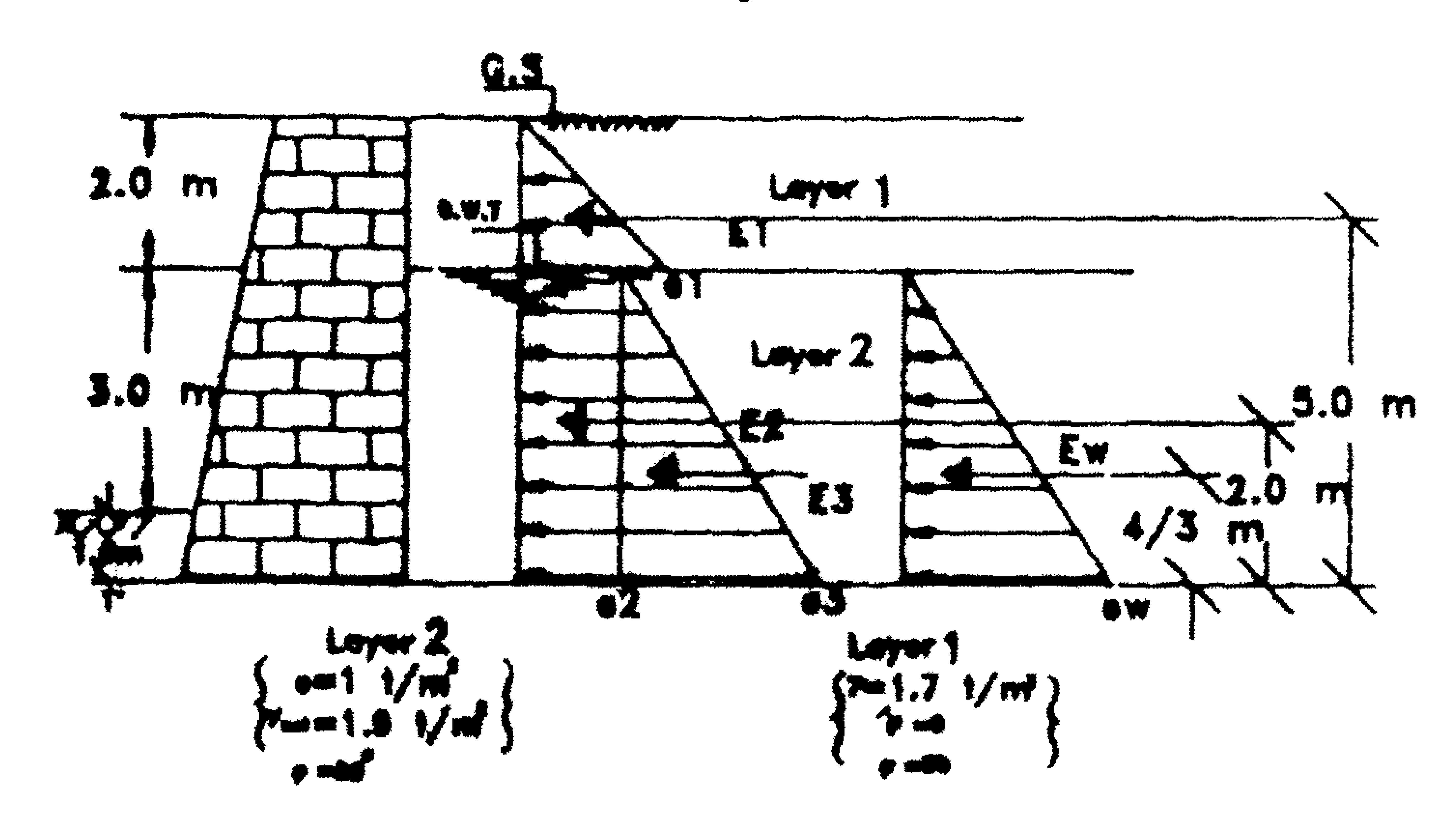
الأرض يحدث أنواع أخرى من القوى على الجسم الحر، ولكن هذه القوة تُضاف ببساطة إلى موجه الوزن W. إن موقع السطح الحرج لا يكون له تأثير.

الحــل

$$Q = qx = 4.9 \times 10.30 = 50.90 \ \text{t/m}'$$

$$w = 0.5 H \gamma = 0.5 \times 6.0 \times 10.39 \times 1.76 = 54.86 \ \text{t/m}'$$

مثـــال ٣-١٣



الشكل ٣-٩٩: أشكال توزيع إجهادات الضغط الفعال على الحائط

للحائط الساند ذو السطح الناعم، مطلوب تحديد محصلة قوة ضغط التربة الفعال.

الحــل

معامل ضغط التربة الفعال:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

للطبقة رقم I:

$$K_{a_1} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

للطبقة رقم II:

$$K_{a_2} = \frac{1 - \sin 20^\circ}{1 + \sin 20^\circ} = 0.49$$

$$e_1 = \gamma_1 h_1 K_{a_1} = 1.7 \times 2.0 \times \frac{1}{3} = 1.13 \ \text{t/m}^2$$

$$e_2 = \gamma_1 h_1 K_{a_2} - 2C\sqrt{K_{a_2}} = 1.7 \times 2.0 \times 0.49 - 2 \times 1.0\sqrt{0.49} = 0.266$$

$$e_3 = \gamma_2 h_2 K_{a_2} = 0.9 \times 4.0 \times 0.49 = 1.764\ \text{t/m}^2$$

$$e_w = \gamma_w h = 1 \times 4 = 4\ \text{t/m}^2$$

$$E_1 = \frac{1}{2} e_1 h_1 = \frac{1}{2} \times 1.13 \times 2 = 1.13\ \text{t/m}'$$

$$E_2 = e_2 h_2 = 0.266 \times 4.0 = 1.06\ \text{t/m}'$$

$$E_3 = \frac{1}{2} e_3 h_2 = \frac{1}{2} \times 1.764 \times 4 = 3.528\ \text{t/m}'$$

$$E_w = \frac{1}{2} e_w h_2 = \frac{1}{2} \times 4 \times 4 = 8\ \text{t/m}'$$

$$E_t = 13.72\ \text{t/m}'$$

نقطة التأثير

بأخذ العزوم حول النقطة 0:

$$E_1\left(4 + \frac{2}{3}\right) + E_2 \times \frac{4}{2} + E_3 \times \frac{4}{3} + E_w \times \frac{4}{3} = E_1\, y \times 1.13 \times 4.67 + 1.06 \times 2 + 3.528 \times 1.33$$

$$= 13.72\, y$$

$$\therefore\quad y = \frac{22.73}{13.72} = 1.660\ \text{m}$$

مثـــال ٣ـ١٤

مطلوب حساب ضغط التربة العرضي الفعال.

الحـــل

القطاع 1-1

$$E_a = \frac{\frac{1}{2}\gamma \times 5 \times 5}{\cos 7.125^\circ} = \frac{1}{2} \times 1 \times 5 \times 5.04 = 12.597\ \text{t/m}'$$

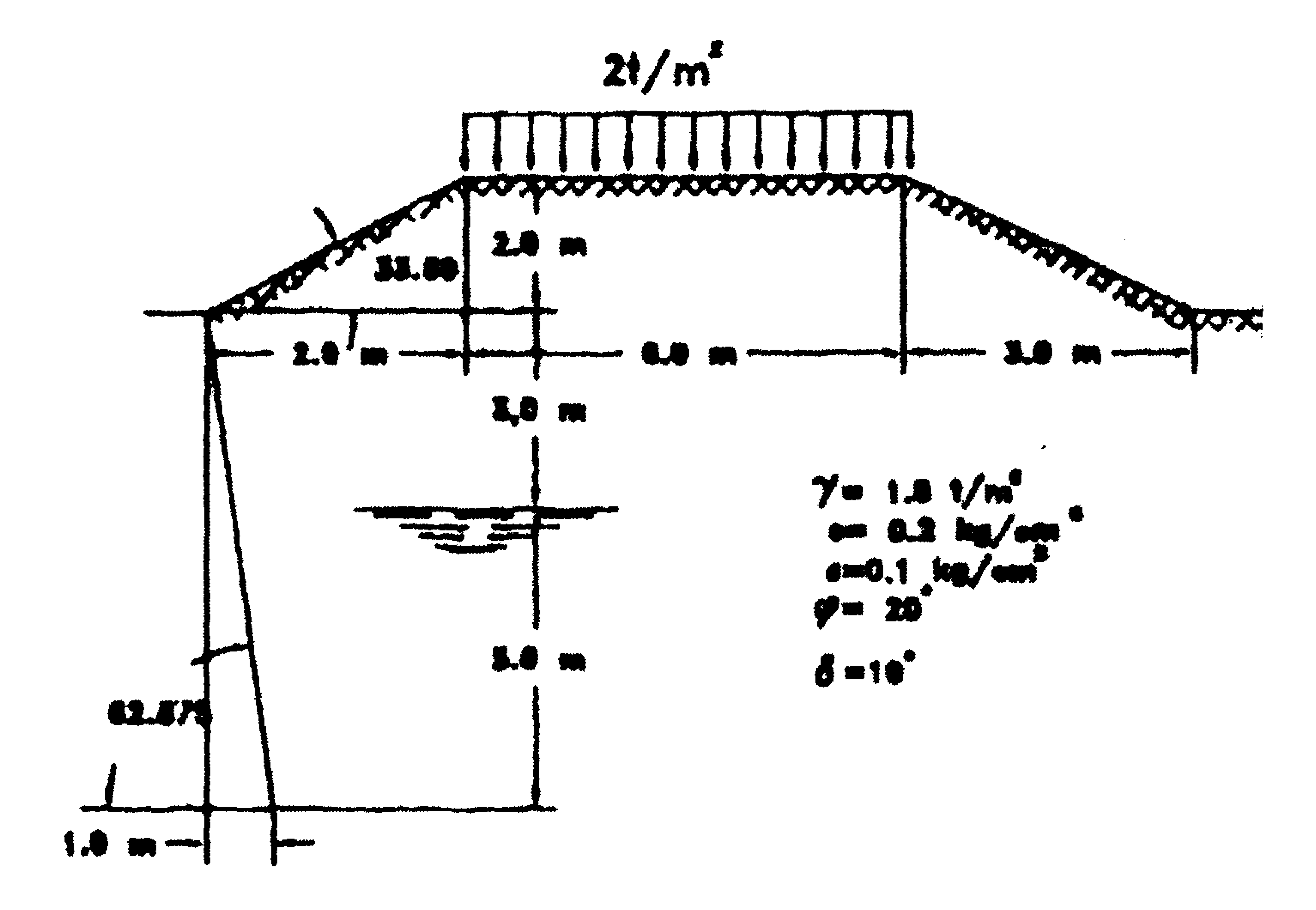
عمق شروخ الشد

$$\sigma_x = \gamma Z K_a - 2C\sqrt{1 + \frac{Ca}{C}}\sqrt{K_a}$$

بوضع

$$\sigma_x = 0$$

$$\therefore\quad Z = \frac{2C}{\gamma K_a}\sqrt{1 + \frac{Ca}{C}}\sqrt{K_a}$$



الشكل ٣-١٠٠: ضفة جانبية لترعة مطلوب سندها بحائط ساند

$$K_a=\left[\frac{coseC\,\beta^{-}\,sin\left(\beta-\phi\right)}{\sqrt{sin\left(\beta^{-}+\delta\right)}+\sqrt{\dfrac{sin\left(\phi+\delta\right)sin\left(\phi-\delta\right)}{sin\left(\beta^{-}-\delta\right)}}}\right]^2$$

$$=\left[\frac{coseC97.125^\circ sin(97.125-20)}{\sqrt{sin(97.125+10)}+\sqrt{\dfrac{sin30\,sin10}{sin(97.125-33.69)}}}\right]^2$$

$$=0.58078$$

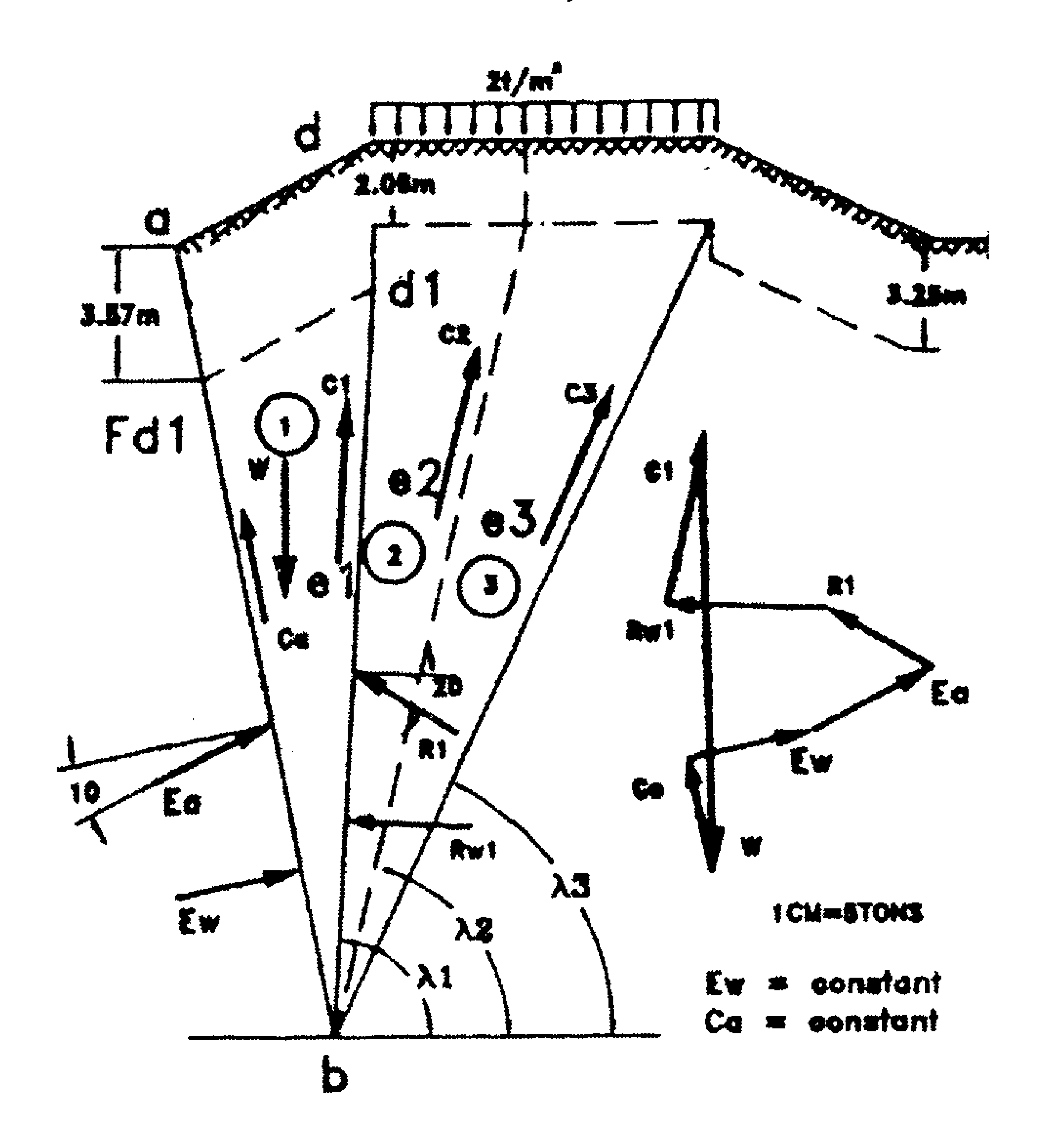
$$Z_o=\frac{2\times2}{1.8\times0.581}\sqrt{1.5}\sqrt{0.581}=3.573\text{ m}$$

القطاع 2-2

$$\sigma_x=0,\qquad \therefore\ \ 0=\gamma ZK_a-2C\sqrt{K_a}+qK_a$$

$$\therefore\ \ Z_o=\frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}}-\frac{q}{\gamma}$$

$$\because\ \ K_a=\frac{1-sin20^\circ}{1+sin20^\circ}=0.49$$



الشكل ٣-١٠١: طرق اختيار خوابير التجربة ومضلع القوى

$$\therefore \quad Z_o = \frac{4}{1.8 \times 0.7} - \frac{2}{1.8} = 2.06$$

القطاع 3-3

$$K_a = \left[\frac{coseC\,90° \sin(90-20)}{\sqrt{\sin 90°}\sqrt{\dfrac{\sin 20 \sin 20}{\sin(9+33.69)}}} \right]^2 = \left(\frac{0.93962}{1+0.37495} \right)^2 = 0.470$$

$$Z_o = \frac{2C}{\gamma}\sqrt{K_a} = \frac{4}{1.8\sqrt{0.47}} = 3.252 \text{ m}$$

$$E_{a_{max.}} = 23 \text{ t/m}^{\backslash}, \qquad \lambda_{cr} = 58°$$

مثـــال ٣ـ١٥

مطلوب تحديد قوة الضغط القصوى على الحائط الموضح بالشكل ٣-١٠٢.

الحــل

$$\sigma_x = K_a Z \gamma - 2C\sqrt{K_a}$$

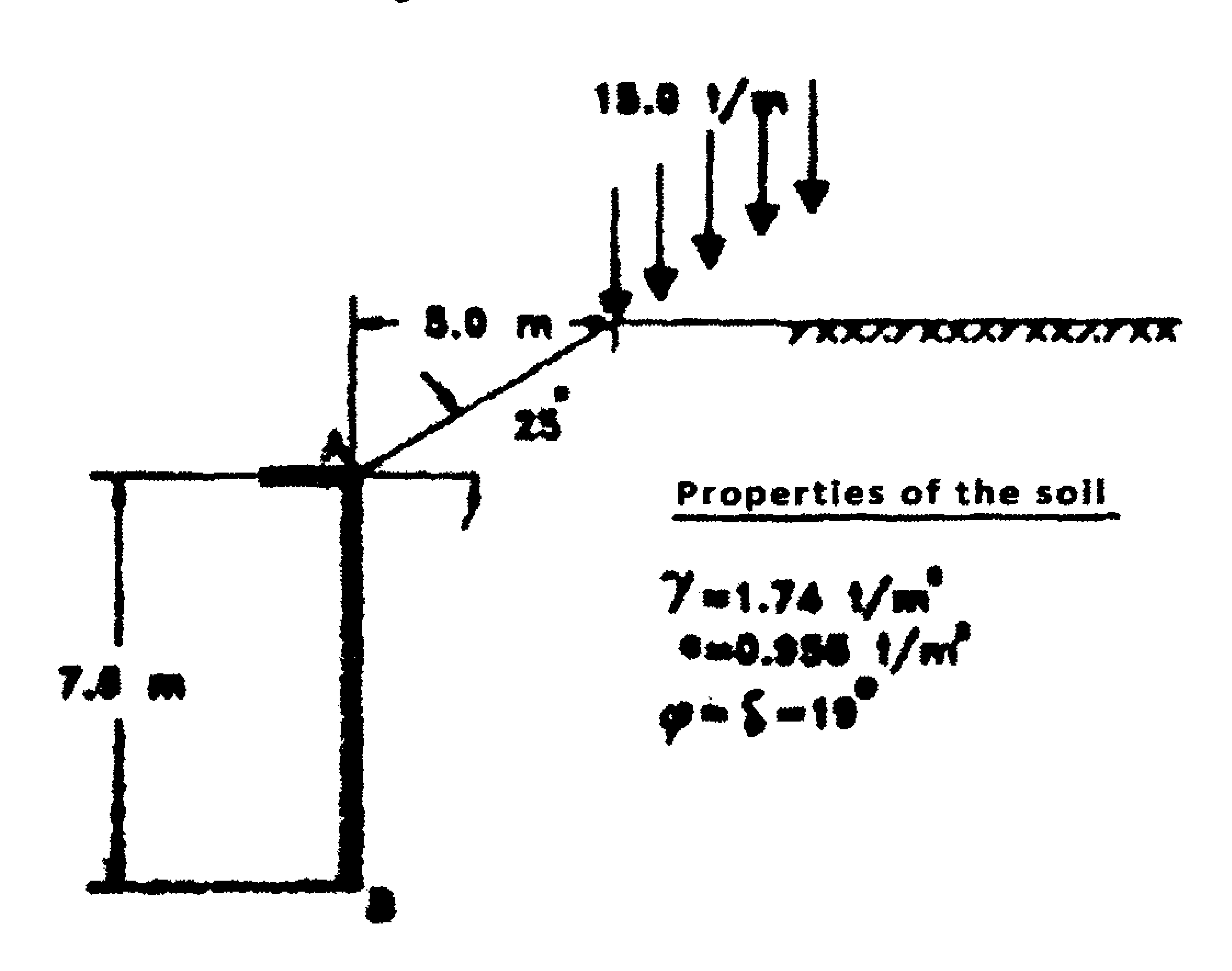
$$\sigma_x = 0.0, \quad \therefore \; K_a Z \gamma = 2C\sqrt{K_a}$$

$$\therefore \; Z = \frac{2C}{\gamma}\sqrt{\frac{K_a}{K_a^2}} = \frac{2C}{\gamma}\sqrt{\frac{1}{K_a}} = \frac{2C}{\gamma}\sqrt{K_p}$$

$$hC = \frac{2C}{\gamma} tan(45° + \phi/2)$$

$$\therefore \; h = \frac{Z \times 0.955}{1.74} tan 54.5° = 1.52 \text{ m}$$

قوة التصاق الحائط $=(7.64-1.52)\times 0.455 = 5.85$ t



الشكل ٣-٢-١٠: شكل الأرض والحائط الساند لها

التماسك عند سطح الانهيار ووزن الخوابير:

$$C_1 = L_1 C = 9.95 \times 0.955 = 9.47 \text{ t}, \quad w_1 = 22.6 \times 1.74 = 39.4 \text{ t}$$

$$C_2 = L_2 C = 19.11 \times 0.955 = 10.6 \text{ t}, \quad w_2 = 35.1 \times 1.74 = 61.0 \text{ t}$$

$$C_3 = L_3 C = 12.20 \times 0.955 = 11.64 \text{ t}, \quad w_3 = 43.8 \times 1.74 = 76.3 \text{ t}$$

$$C_4 = L_B C = 13.25 \times 0.955 = 12.65 \text{ t}, \quad w_4 = 51.9 \times 1.74 = 90.3 \text{ t}$$

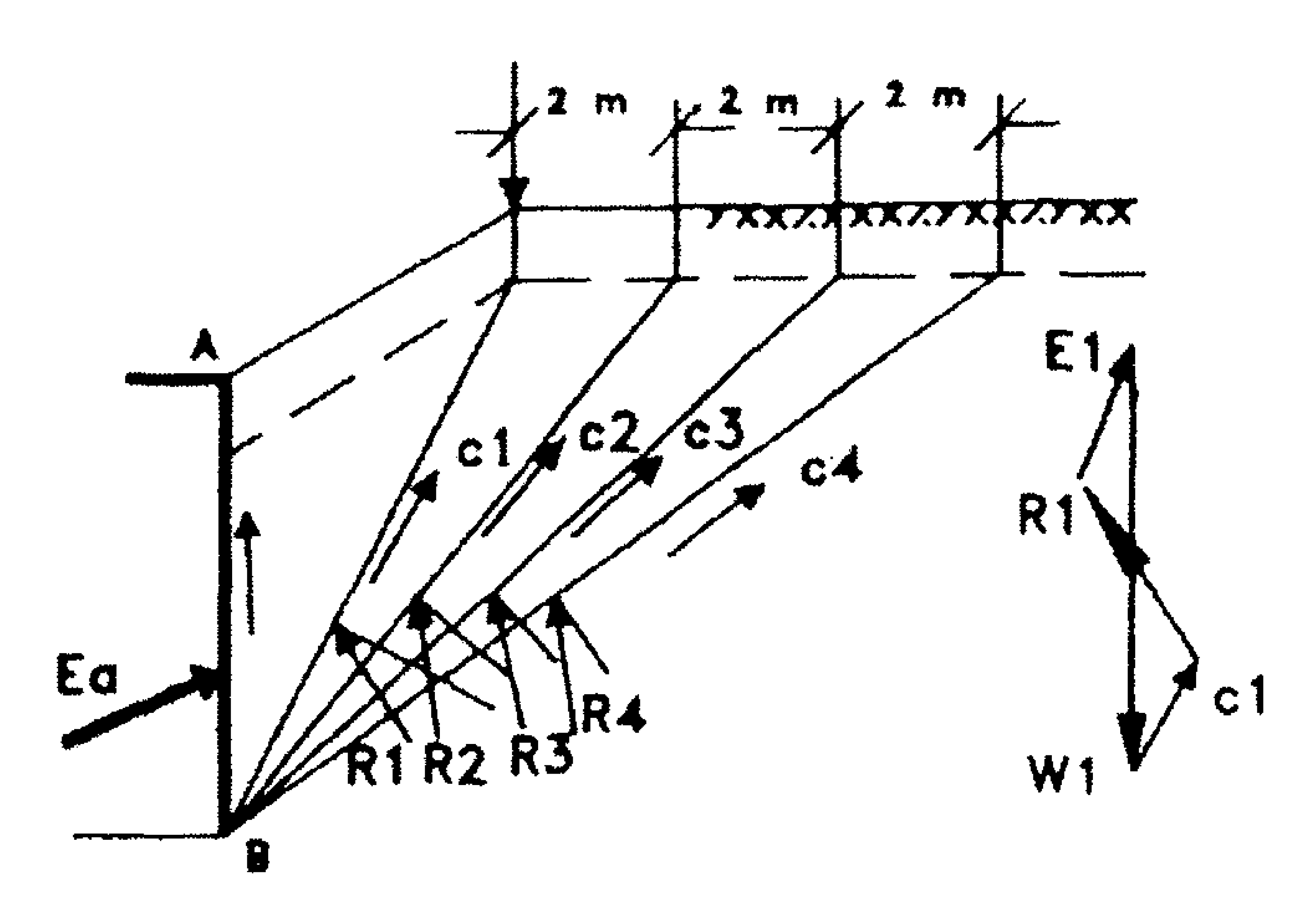
$$E_a = 314 \text{ t/m}'$$

إذا كان

$$C_w = C$$

$$\therefore \; h_a = \frac{2C}{\gamma} tan(45° + \phi/2)\sqrt{1 + \frac{C_w}{C}}$$

مثـــال ٣ـ١٦



الشكل ٣-١٠٣: شكل الأرض والحائط الساند لها

$$\gamma_{cr} = 58°, \quad \gamma = 2 \ t/m^3, \quad \phi = 35°, \quad \delta = 20$$

مطلوب تحديد ضغط التربة المقاوم باستخدام:

١. طريقة كولوم.

٢. طريقة دائرة الاحتكاك.

٣. التعليق على النتائج.

الحـــل

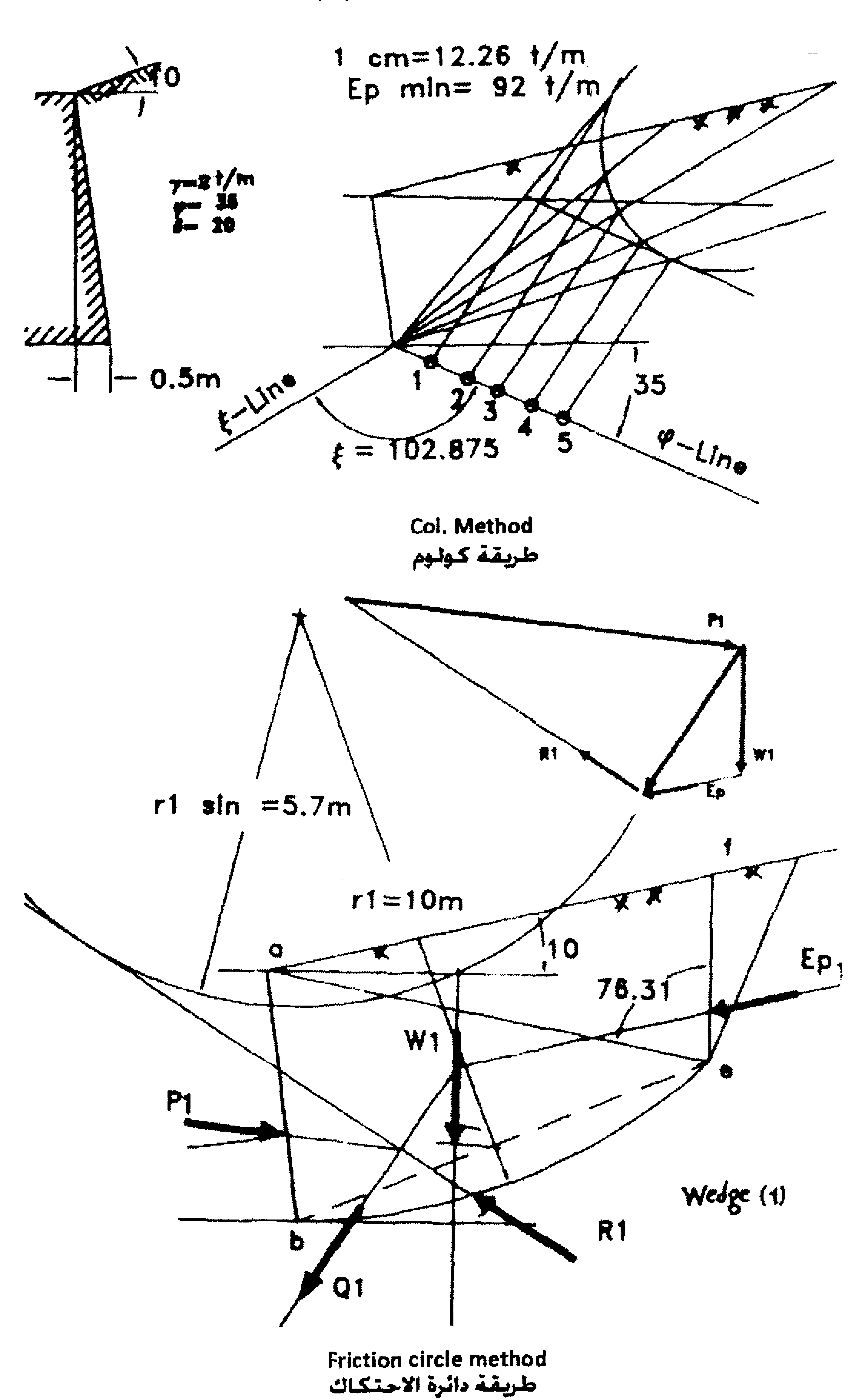
١. طريقة كولوم:

بمقياس رسم $1 \ cm = 12.26 \ t/m^{\backslash}$

$$E_{p_{min.}} = 92 \ t/m^{\backslash}$$

الجدول ٣-١٦: أوزان شرائح الخوابير

قطعة خابور رقم	الوزن للقطعة الخابور $\Delta w \ (t/m^{\backslash})$
1	24.62
2	12.26
3	12.26
4	12.26
5	12.26

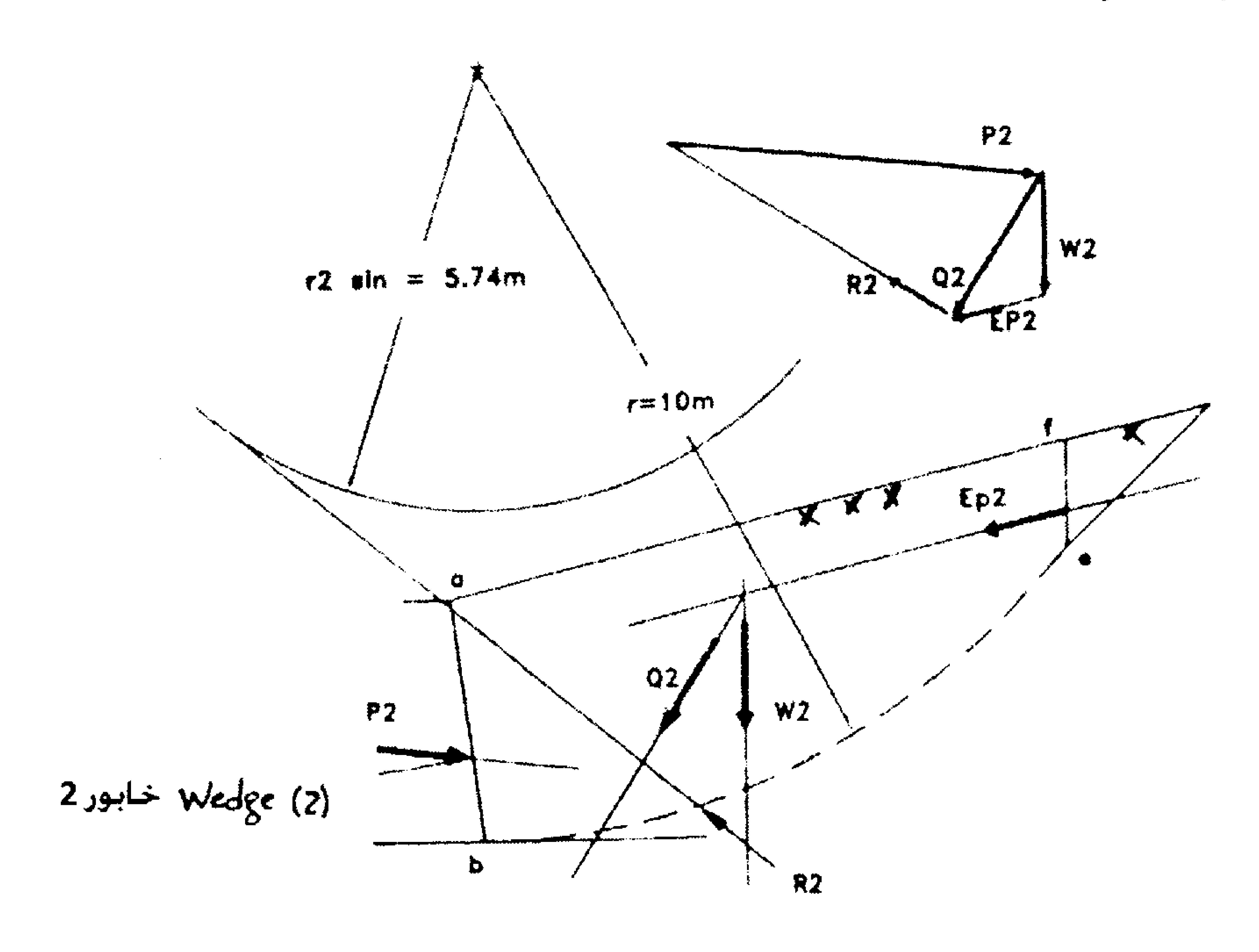


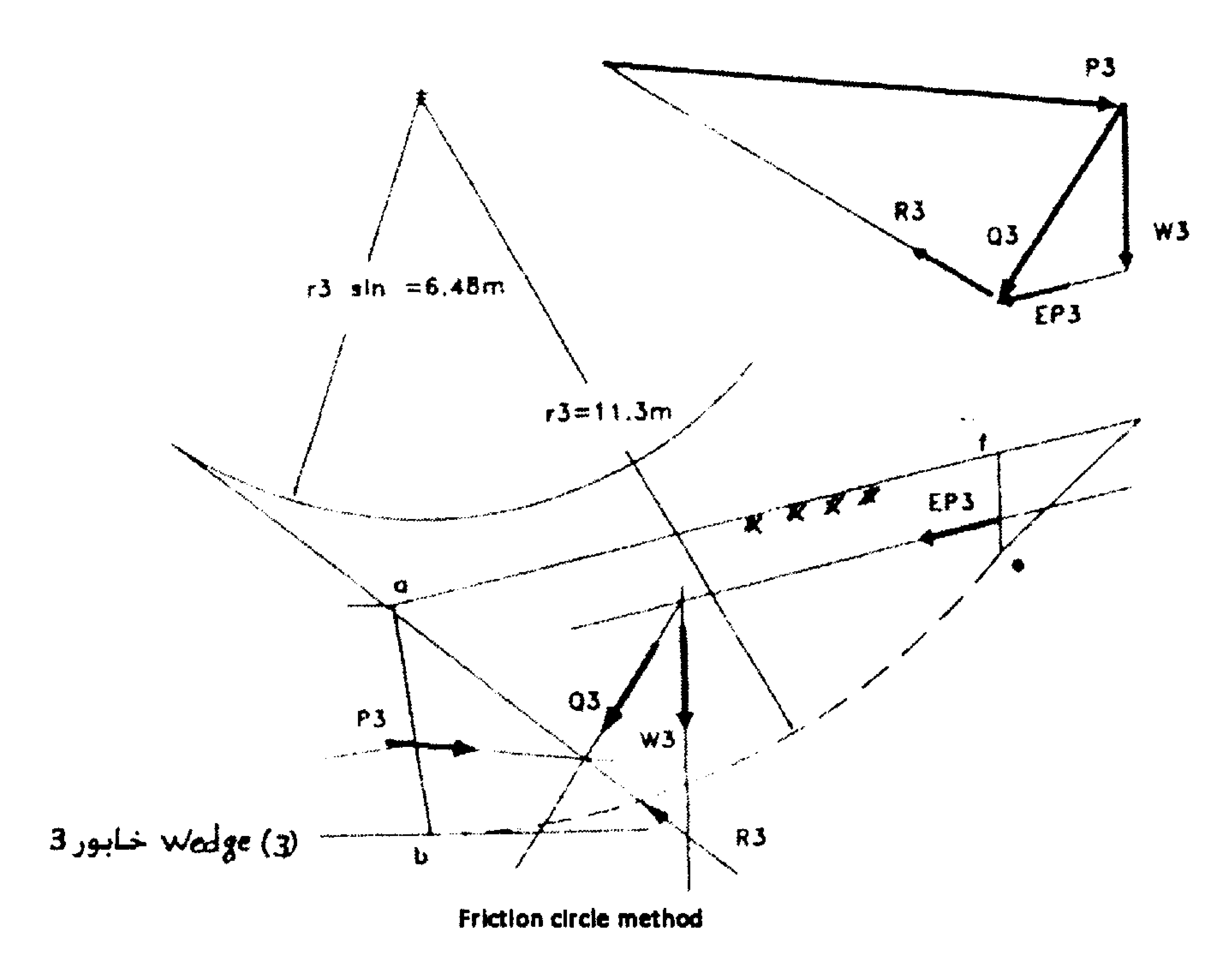
Col. Method
طريقة كولوم

Friction circle method
طريقة دائرة الاحتكاك

الشكل ٣-١٠٤

٢. طريقة دائرة الاحتكاك:





الشكل ٣-١٠٥: طريقة دائرة الاحتكاك

$$C = sin^{-1}\frac{sin\alpha}{sin\phi} = sin^{-1}\frac{sin10^\circ}{sin35} = 17.62$$

$$\alpha_o^- = \frac{90+35}{2} + \frac{17.62+10}{2} = 76.31^\circ$$

$$\alpha_1^- = \frac{90+35}{2} - \frac{17.62+10}{2} = 48.69$$

الجدول ٣-١٧: بيانات الخوابير المختلفة

Wedge	E_p t/m\	w t/m\	$p\gamma$ t/m\
1	21.51	45.320	136
2	96.70	101.375	224
3	15.18	35.730	138

$$K_p = cos\alpha\frac{cos\alpha + \sqrt{cos^2\alpha - cos^2\phi}}{cos\alpha - \sqrt{cos^2\alpha - cos^2\phi}}$$

$$= cos10^\circ\frac{cos10^\circ + \sqrt{cos^2 10^\circ - cos^2 35^\circ}}{cos10^\circ - \sqrt{cos^2 10^\circ - cos^2 35^\circ}} = 3.442$$

$$w - E_p = \frac{\gamma H^2}{2}K_p = 3.442h^2$$

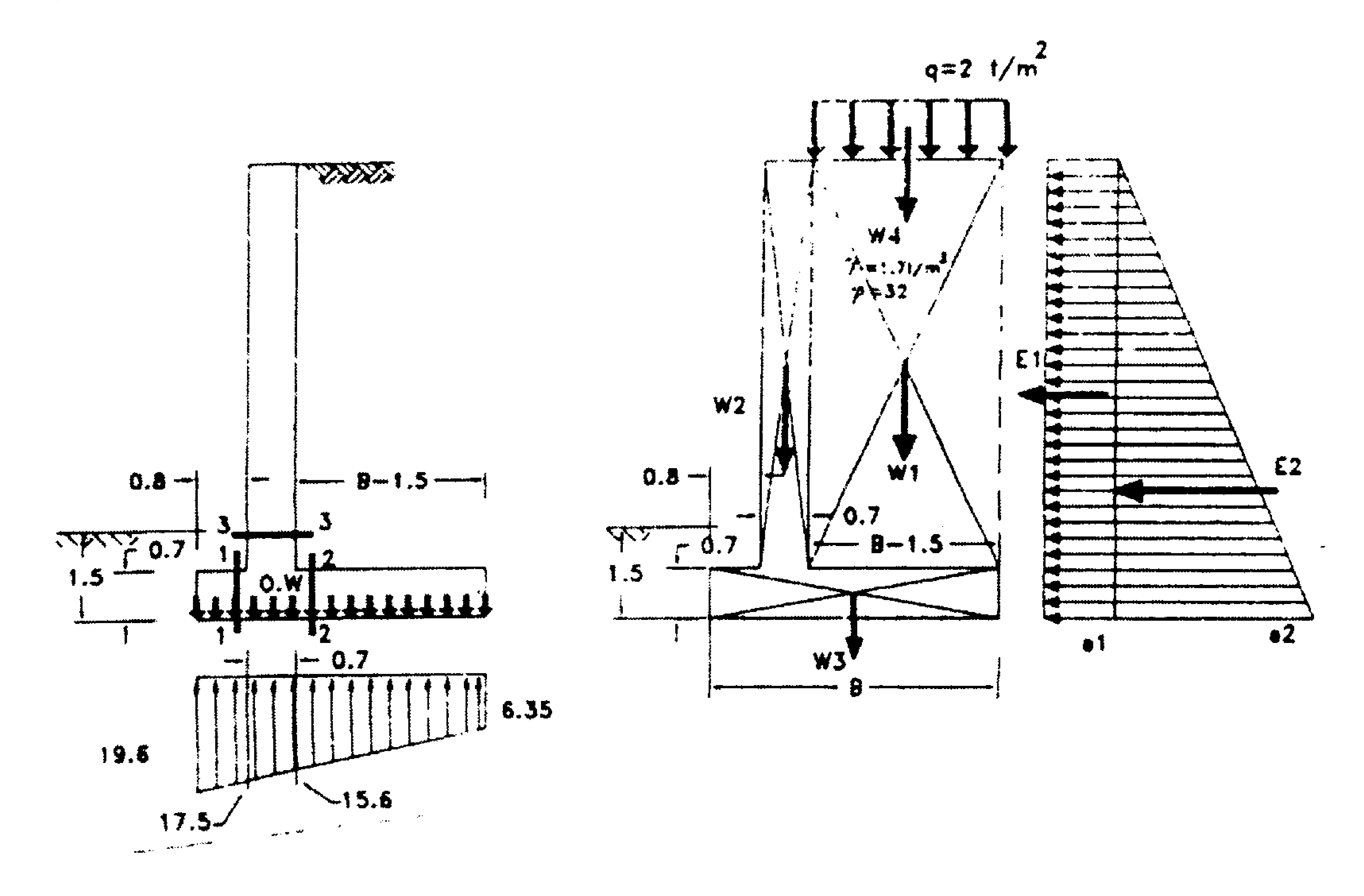
$$w = w_1 + w_2 + w_3 = \gamma abe + \gamma qef + \gamma be$$

$$E_{p_{min.}} = 130\,\text{t}$$

٣. التعليق على النتائج: إن طريقة الخابور التجريبية أقل تقديرًا لقيمة ضغط التربة المقاوم بسبب أنها تعتبر أن سطح الانهيار مستوى، في حين أن طريقة دائرة الاحتكاك تُقرب السطح الحلزوني الطويل الحقيقي للانهيار تقربه إلى دائرة، لذلك فهذه الطريقة تعطينا قيمة عالية لضغط التربة المقاوم في حين وزن أكبر من الخابور يضاف إلى المقاومة.

مثال ٣-١٧

مطلوب تصميم حائط ساند من الخرسانة المسلحة على شكل حرف L. إن معامل الاحتكاك بين قاعدة الحائط والتربة يساوي 0.5. إن الإجهاد على التربة يجب ألا يزيد عن $2.0\ kg/cm^2$. إن قيمة 1.5 لمعامل الآمان ضد التزحلق والانقلاب يكون كافيًا. مطلوب رسم تفاصيل وأبعاد لبيان أبعاد الخرسانة والتسليح لمختلف أجزاء الحائط الساند.



الشكل ٣-١٠٦: الحائط الساند والقوى المؤثرة عليه

الحـل

$$K_a = \frac{1-sin\phi}{1+sin\phi} = 0.307$$

$$e_{d_1} = qK_a = 2.0\times0.307 = 0.614\ \text{t/m}^2$$

$$e_2 = \gamma h K_a = 1.70\times7.10\times0.307 = 3.71\ \text{t/m}^2$$

$$E_1 = 7.1\times0.614 = 4.36\ \text{t/m}'$$

$$E_2 = \frac{1}{2}\times3.71\times7.1 = 13.17\ \text{t/m}'$$

$$w_1 = (B-1.5)\times1.7\times6.4 = 10.88(B-1.50)$$

$$w_2 = 0.7\times6.4\times2.5 = 11.2$$

$$w_3 = 0.7\times B\times2.5 = 1.75B$$

$$w_4 = q(B-1.5) = 2(B-1.5)$$

القوى العمودية : $N = 12.88(B-1.5)+1.75B+11.2 = 14.63B-8.12$

القوى الأفقية : $H = E_1 + E_2 = 17.53\ \text{t}$

دراسة الاتزان الكلي للحائط

١. فحص التزحلق:

$$F.O.S=\frac{\mu(14.63B-8.12)}{17.53}=1.5, \qquad \mu=0.5$$

$$\therefore \quad B=4.15=4.20 \qquad \therefore \quad R_v=53.326\text{ t}$$

٢. فحص الانقلاب:

عزم الانقلاب:
$$M_o=4.36\times\frac{7.1}{2}+13.15\times\frac{7.1}{3}=46.46 \text{ t/m}'$$

عزم الاتزان:

$$M_o=w_1\left(\frac{2.7}{2}+1.5\right)+w_2(0.8+0.35)+w_3\left(\frac{4.2}{2}\right)+w_4\left(\frac{2.70}{2}+1.5\right)\times 29.4\times 2.85$$
$$+11.2\times 1.15+1.75\times 4.2\times 2.1+2\times 2.7\times 2.85$$
$$=127.5 \text{ t/m}'$$

$$F.O.S=\frac{M_o}{M_o^-}=\frac{127.5}{46.46}=2.74>1.5$$ (آمن)

٣. فحص الإجهادات:

$$R_v x=M_o-M_o^-=127.45-46.46=80.99$$
$$\because \quad R_v=53.33\text{ t}$$
$$\therefore \quad 53.33x=80.99 \qquad \therefore \quad x=1.520\text{ m}$$
$$e=\frac{b}{2}-x=\frac{4.2}{2}-1.52=0.58<\frac{B}{6}$$
$$\therefore \quad \sigma_{1_2}=\frac{R_v}{B}\left(1\pm\frac{6}{B}\right)=\frac{53.33}{4.2}\left(1\pm\frac{6\times 0.58}{4.2}\right)$$
$$\sigma_{1_2}=23.2 \text{ t/m}^2, \qquad \sigma_{1_2}=2.18 \text{ t/m}^2$$

حيث إن $\sigma_1>20 \text{ t/m}^2$ ، إذًا غير آمن.

نقوم بزيادة $B=5.0\text{ m}$

$$R_v=65.0 \text{ t/m}, \qquad x=2.07, \qquad e=0.43$$
$$\therefore \quad \sigma_{1_2}=19.6 \text{ t/m}^2, \qquad \sigma_{1_2}=6.35 \text{ t/m}^2$$

أي أن $\sigma_1<20 \text{ t/m}^2$ ، إذًا آمن.

تصميم القطاعات

القطاع 1-1

$$w_2 = \text{الوزن الذاتي للخرسانة} = 0.8 \times 0.7 \times 2.5 = 1.4 \text{ t/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{17.5+19.6}{2} \times 0.8 = 14.84 \text{ t/m}^\backslash$$

$$\therefore \quad w = \sigma_1 - w = 14.84 - 1.4 = 13.44 \text{ t/m}^\backslash$$

$$M = 13.44 \times \frac{0.8}{2} = 5.4 \text{ t.m/m}^\backslash$$

وبفرض أن

$$d = 65.0 \text{ cm}$$

$$d = K_1 \sqrt{\frac{M}{1.0 \text{ m}}} = K_1 \sqrt{5.4 \times 10^3} \qquad \therefore \quad K_1 = 0.88$$

$$A_s = \frac{5.4 \times 10^5}{1250 \times 65} = 6.65 \ (5\phi 1.6)/\text{m}^\backslash$$

القطاع 2-2

$$w_2 = (10.88 + 2 + 0.7 \times 2.5) \times 3.5 = 51.2$$

$$\sigma_2 = \frac{(6.35+15.63)}{2} \times 3.5 = 38.47$$

$$w = w_2 - \sigma_2 = 51.2 - 38.47 = 12.74$$

$$M = \frac{w \times 3.5}{2} = \frac{12.74 \times 3.5}{2} = 22.3 \text{ t.m/m}^\backslash$$

$$65 = K_1 \sqrt{27.3 \times 10^3} \qquad \therefore \quad K_1 = 0.44$$

$$A_s = \frac{22.3 \times 10^5}{1200 \times 65} = 28.6 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad (8\phi 22/\text{m})$$

القطاع 3-3

$$E_1 = 4.36 \text{ t/m}^\backslash, \qquad E_2 = 13.17 \text{ t/m}^\backslash$$

$$M_{3-3} = 4.36 \times \frac{6.4}{2} + 13.17 \times \frac{6.4}{3} = 42.1 \text{ m.t/m}^\backslash$$

$$R_v = w_2 = 11.2 \text{ t}, \qquad e = \frac{M}{R_v} = \frac{42.1}{11.2} = 3.8, \qquad \frac{e}{t} = \frac{3.8}{0.7} = 5.36 > \frac{1}{3}$$

$$e_a = e + \frac{t}{2} - 0.05 = 3.8 + \frac{0.7}{2} - 0.05 = 4.10$$

$$d = K_1\sqrt{\frac{M}{B}}$$

$$M_u = 11.2e_a = 11.2\times 4.10 = 45.92 \text{ m.t/m}$$

$$65 = K_1\sqrt{45.92\times 10^3}$$

$$K_1 = 0.32 \text{ (آمن)},\quad K_2 = 1200$$

$$A_s = \frac{45.92\times 10^5}{1200\times 65} = \frac{11.2}{1.4} = 50.9 \text{ cm}^2/\text{m}' \qquad (11\phi 25/\text{m})$$

مثـــال ٣ـ١٨

مطلوب تصميم حائط ساند كـابولي لسـند ضـفة ترعـة عـن الـتراب بارتفـاع 4.8 m فـوق سـطح الأرض. إن قاع قاعدة الحائط تقع أسفل 1.2 m أسفل سـطح الأرض. إن السـطح العلـوي يكـون أفقيًا خلف الحـائط ولكـن يتعـرض إلى حمـل حـي ردم يسـاوي 1.5 t/m^2. إن التربـة خلـف الحائط ذات كثافة تساوي 1.8 t/m^3 وزاوية الاحتكاك الداخلي تساوي 30°. إن ضغط تحمل التربة الآمن المسموح به يساوي 1.5 kg/cm^2. استخدم:

$$f_c = 50 \text{ kg/cm}^2,\qquad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{sh} = 5 \text{ kg/cm}^2,\qquad q_b = 10 \text{ kg/cm}^2$$

الحـــل

معامل رانكين

معامل رانكين الفعال:

$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1-\sin 30^\circ}{1+\sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

معامل رانكين المقاوم:

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 3.0$$

ضغط التربة

$$e_{a_1} = qK_a = 1.5\times\frac{1}{3} = 0.5 \text{ t/m}^2$$

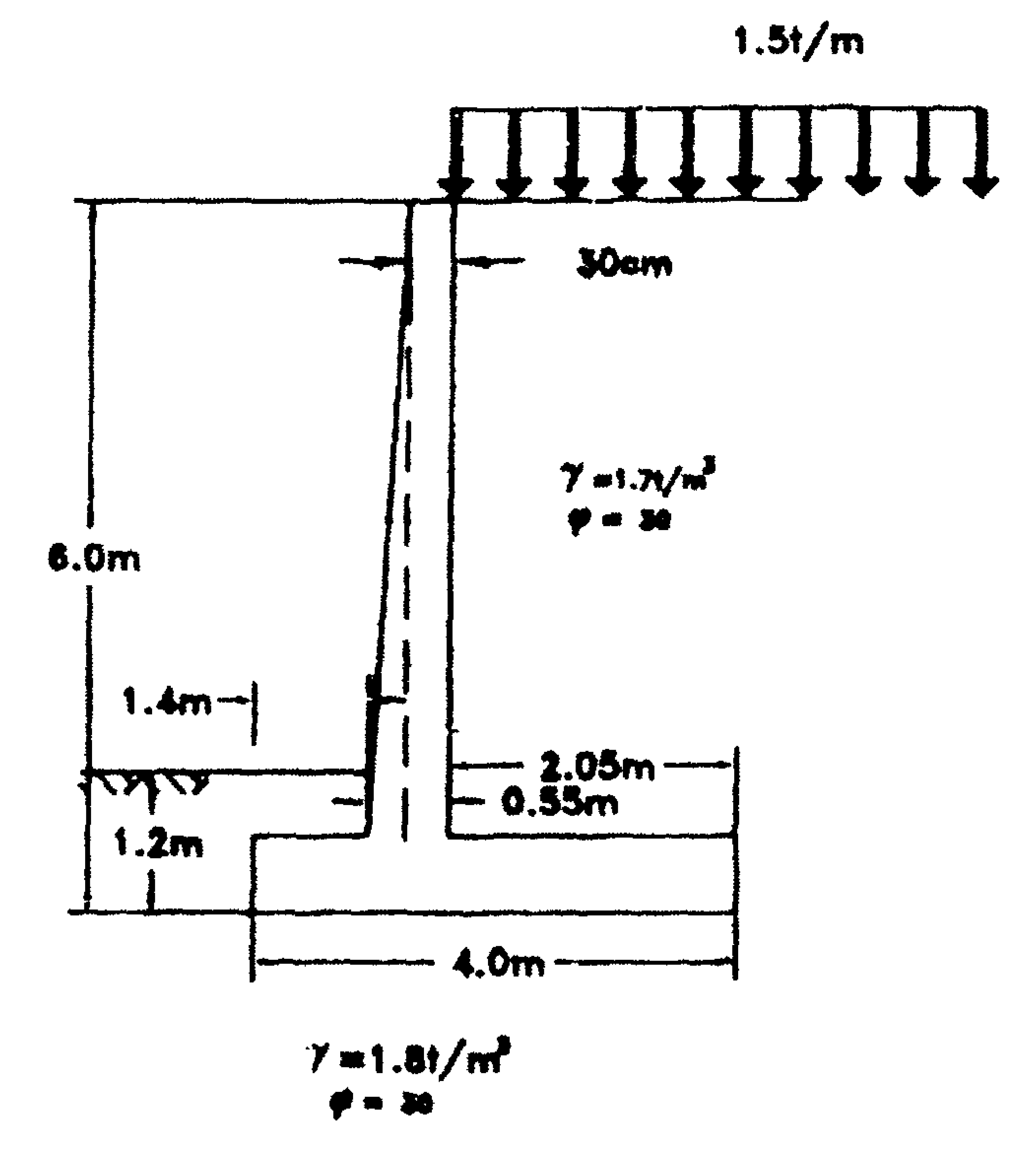
$$e_{a_2} = \gamma h K_a = 1.8\times 6.0\times\frac{1}{3} = 3.6 \text{ t/m}^2$$

$$E_{a_1} = 0.5\times 6.0 = 3.0 \text{ t/m}'$$

$$E_{a_2} = \frac{1}{2}\times 3.6\times 6.0 = 10.8 \text{ t/m}'$$

$$e_p = \gamma h K_p = 1.8 \times 1.2 \times 3 = 6.48\ \text{t/m}^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} \times 6.48 \times 1.2 = 3.89\ \text{t/m}'$$



الشكل ٣-١٠٧: قطاع رأسي في الحائط الساند لبيان التربة خلفه

اتزان الحائط

وزن الحائط:

$$w_1 = 0.25 \times 5.5 \times \frac{1}{2} \times 2.5 = 1.720\ \text{t}$$

$$w_2 = 0.3 \times 5.5 \times 2.5 = 4.125\ \text{t}$$

$$w_3 = 0.5 \times 4.0 \times 2.5 = 5.0\ \text{t}$$

$$w_4 = 2.05 \times 5.50 \times 1.8 = 20.44\ \text{t}$$

$$w_5 = 2.05 \times 1.5 = 3.075\ \text{t}$$

القوى العمودية $= \sum R_v = 34.26$

قوى التزحلق الفعال الأفقية $\sum E_{ah} = E_{a_1} + E_{a_2} = 3.0 + 10.8 = 13.8\ \text{t/m}'$

فحص الاتزان

١. فحص التزحلق:

$$\frac{\sum V \tan\frac{2}{3}\phi + E_p}{\sum E_{ah}} = \frac{34.26 \tan 20° + 3.89}{13.8} = 1.18 < 1.5 \qquad \text{(غير آمن)}$$

مطلوب زيادة قوة مقاومة التزحلق (لأنه غير آمن) وذلك باستخدام مفتاح للقدم الأمامية بعمق 0.6 m.

$$E_p = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 1.8^2 \times 3 = 8.75$$

$$F.O.S = \frac{34.20 \tan 20° + 8.75}{13.8} = 1.54 > 1.5 \qquad \text{(التزحلق آمان)}$$

٢. فحص الانقلاب:

$$M_o = E_{a_1} \times 3.0 + E_{a_2} \times 2.0 = 3.0 \times 3 + 10.8 \times 2 = 30.6 \text{ m.t/m}^\backslash$$

عزم الاتزان

$$M_R = w_1 \times 1.57 + w_2 \times 1.8 + w_3 \times 2.0 + w_4 \times 2.975 = 80.65 \text{ m.t/m}^\backslash$$

$$F.O.S = \frac{80.65}{30.6} = 2.6 > 1.5 \qquad \text{(الانقلاب آمان)}$$

فحص ضغط التحميل

العزم الصافي: $M_R = M_o^+ - M_o^- = 80.65 - 30.6 = 50.05$

$$R_v x = 50.05 \qquad \therefore \quad x = \frac{50.05}{34.26} = 1.46 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{4}{2} - 1.46 = 0.540 \text{ m}$$

آمان لأنها داخل الثلث الأوسط للقاعدة.

$$q_{\text{toe heel}} = \frac{R_v}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{34.26}{4}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.54}{4}\right) = \frac{15.5}{1.63} \text{ t/m}^2$$

في هذه المسألة أخذنا في الاعتبار كثافة الضغط للتربة وضغط الحمل الحي والعزوم والوزن الذاتي للخرسانة.

$$q_{e_2} = \gamma h + \gamma_e t_e + q = 1.8 \times 5.50 + 2.50 \times 0.5 + 1.5 = 12.65 \text{ t/m}$$

في المسألة أخذنا الوزن الذاتي فقط في الحسابات حتى نكون أكثر آمانًا في التصميم.

تصميم القطاع 1-1 للقدم toe

$$q_1 = \frac{15.5+10.47}{2} \times 1.40 = 12.985 \approx 13 \ t/m^2$$

$$q_{\text{net toe}} = q_1 - q_{o_1} = 13 - 1.25 = 11.75 \ t/m^2$$

قوى العزم: $M_{1-1} = 11.75 \times \frac{1.4}{2} = 11.52 \ m.t/m^\backslash$

قوي القص: $Q = 11.75 \times 1.4 = 16.45 \ t/m^\backslash$

- تصميم القطاع 2-2 للجزء الأفقي heel:

$$q_2 = \frac{1.63+10.47}{2} = 6.05 \ t/m^2$$

$$q_{\text{net heel}} = q_{o_2} - q_2 = w - \sigma_2 = 12.65 - 6.05 = 6.6 \ t/m^2$$

قوى العزم: $M_{2-2} = \frac{6.6 \times 2.05^2}{2} = 13.7 \ t.m/m^\backslash$

قوى القص: $Q = 6.6 \times 2.05 = 13.53 \ t/m^\backslash$

- تصميم القطاع 3-3 للجزء الرأسي:

$$M_{3-3} = 3.0 \times 2.5 + 10.8 \times 1.50 = 23.7 \ t.m/m^\backslash$$

$$w = w_1 + w_2 = 1.72 + 4.125 = 5.845 \ t$$

$$R_v = 5.845 \ t, \qquad e = \frac{M}{R_v}$$

تصميم الجزء الأفقي heel

$$M = 13.70 \ t.m, \qquad Q \ (\text{قوى القص}) = 13.53 \ t/m^\backslash$$

$$d = K_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.361 \sqrt{13.7 \times \frac{10^5}{100}} = 42.3 \ cm \cong 45.0$$

افترض استخدام أسياخ تسليح 19 mm مع غطاء خرساني يساوي 6 cm.

$$t = 45 + \frac{1.9}{2} + 6 = 51.8 \ cm \cong 55 \ cm$$

فإذا كانت $K_1 = 0.361$ فإن $K_2 = 1237$.

$$A_s = \frac{13.7 \times 10}{1237 \times 45.0} = 24.61 \ cm^2 \qquad \left(10\phi 19 \ mm/m^\backslash\right)$$

فحص إجهادات القص

$$q_{sh}=\frac{13.5^3\times10^3}{0.87\times45\times100}=3.46\ \text{kg/cm}^2<5.0$$ (آمن)

فحص إجهادات الانحناء

$$q_b=\frac{13.53\times10^3}{0.87\times45\times10\times1.9\times\pi}=5.8\ \text{kg/cm}^2<10.0$$ (آمن)

$$d_d=\frac{A_s f_s}{q_b}=\frac{2.83\times1400}{\pi\times1.9\times10}=66.38\ \text{cm}<205\ \text{cm}$$ (آمن)

توزيع التسليح $=\frac{0.15}{100}\times A_c=\frac{0.15}{100}\times100\times50=7.5\ \text{cm}^2$

إذًا نستخدم حديد تسليح $6\phi13$ mm/m.

تصميم القدم toe

نستخدم نفس السمك $t=55$ cm المستخدم في الجزء الأفقي.

$$A_s=\frac{11.52\times10^5}{1237\times49}=14\ \text{cm}^2$$ ($7\phi19$ mm/m)

فحص إجهاد القص

$$q_{sh}=\frac{16.45\times10^3}{0.87\times45\times100}=4.20\ \text{kg/cm}^2<5.0$$ (آمن)

فحص إجهاد الانحناء

$$q_b=\frac{16.45\times10^3}{0.87\times45\times7\times1.9\times\pi}=10.0\ \text{kg/cm}^2=10$$ (آمن)

$$d_d=66.38<140\ \text{cm}$$

تصميم الجزء الرأسي

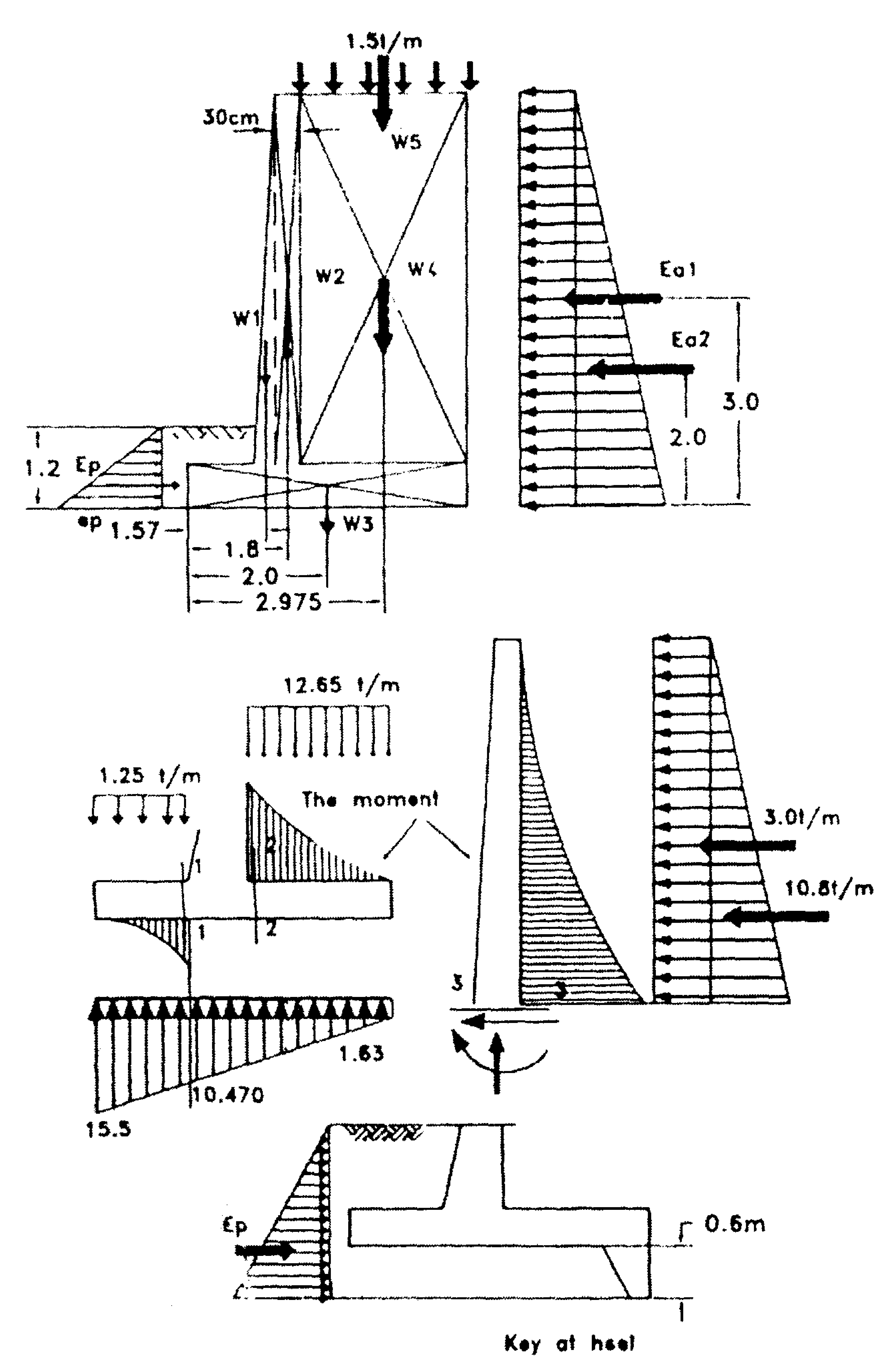
$$M=23.7\ \text{m.t/m}^{\backslash},\qquad N=5.845,\qquad e=\frac{M}{N}=\frac{23.7}{5.845}=4.05$$

$$\frac{e}{t}=\frac{4.05}{0.55}=7.37>\frac{1}{3}$$ إزاحة كبيرة

$$e_a=e+\frac{t}{2}-0.05=4.05+\frac{0.55}{2}-0.055=4.27$$

$$M_a = Ne_a = 5.845 \times 4.27 = 24.96 \text{ m.t}$$

$$50 = K_1\sqrt{\frac{Ms}{B}} = K_1\sqrt{24.46 \times 10^3}$$



الشكل ٣-١٠٨: القوى المؤثرة على الحائط الساند وردود أفعال التربة أسفل القاعدة

$$K_1 = 0.32 \text{ (آمن)}, \qquad K_2 = 1200$$

$$A_s = \frac{24.96\times10^5}{1200\times50} - \frac{5.845}{1.4} = 41.6 - 4.175 = 37.425 \text{ cm}^2$$

اختر $10\phi22/\text{m}'$.

$$A_{s_{min.}} = 0.0015\times50\times100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

اختر $5\phi13$ mm/m.

$$\text{معامل القطاع للأساسات} = \frac{L^2}{6}$$

$$\text{الضغط نتيجة عزوم الانحناء + الضغط المباشر} = \frac{\sum V}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right) = \text{أقصى أو أقل ضغط على التربة}$$

إن محصلة القوى الرأسية $\sum V$ تؤثر لامركزيًا على القاعدة، ويكون الضغط المباشر والضغط نتيجة عزوم الانحناء يساوي:

$$q_{1_2} = \frac{\sum V}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right)$$

حيث $L =$ عرض قاعدة الحائط.

$e =$ الإزاحة عن مركز القاعدة، أو e تكون هي المسافة من نقطة المنتصف للقاعدة إلى نقطة تأثير المحصلة R حيث:

$$R = \frac{b}{2} - x$$

هناك ثلاث حالات لتوزيع الضغط أسفل قاعدة الحائط. وأثناء خطوات التصميم فإنه من الضروري أن نفحص الآتي:

١. أقصى ضغط q يجب ألا يزيد عن سعة ضغط تحمل التربة الآمن.

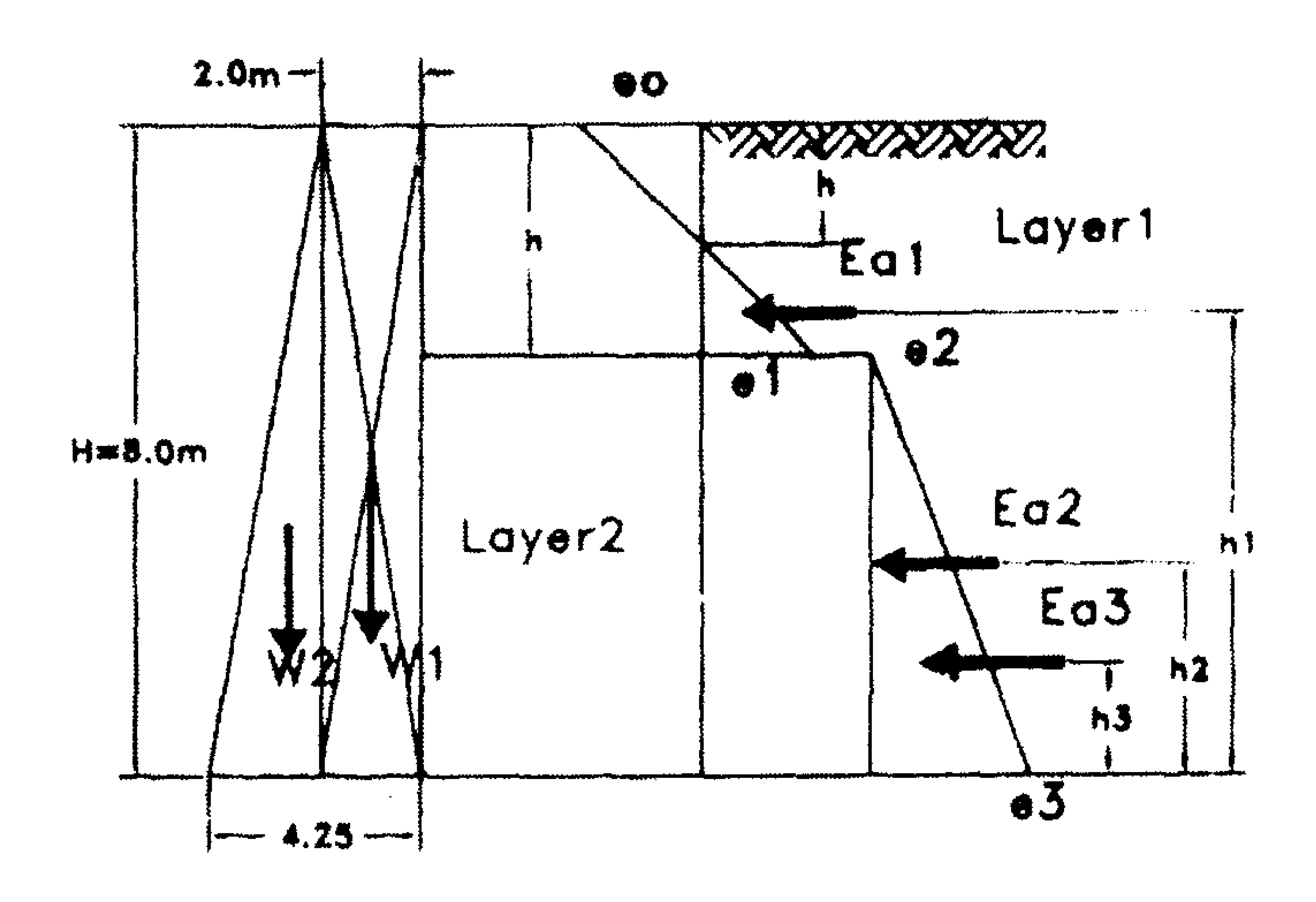
٢. حتى لا ينشأ أي شد على القاعدة فلابد أن يكون $e < L/6$ أو $x \le 2L/3$.

مثال ٣ـ١٩

حائط ساند من الخرسانة العادية، له خلفية ناعمة رأسية بارتفاع 8 m، يرتكز عليه تربة ناعمة لها سطح أفقي. ويتوفر لدينا نوعين من التربة في موقع الحائط، وسوف نستخدمهما تربة ردم خلف الحائط، وهما كالتالي:

١. رمل بكثافة $\gamma = 1.72 \text{ t/m}^3$، $\phi = 32°$.

٢. تربة $C-\phi$ لها كثافة $\gamma=1.72\ \text{t/m}^3$ ، $\phi=20°$ ، $C=0.1\ \text{kg/cm}^2$.
أيًا من هاتين التربتين نضعها أعلى التربة الأخرى؟ وعند أي عمق نحصل على أقل ضغط تربة عرضي فعال على الحائط؟ ومطلوب حساب هذا الضغط للتربة بطول 1 m من الحائط. فإذا كان الحائط له سمك يساوي 2 m عند أعلاه وسمك يساوي 4.5 m عن أسفله، مطلوب فحص اتزان الحائط ضد التزحلق والانقلاب.



الشكل ٣-١٠٩: القوى المؤثرة على الحائط المطلوب تصميمه

الحـــل

للطبقة الأولى:
$$K_{a_1}=\frac{1-sin\phi}{1+sin\phi}=0.49$$

للطبقة الثانية:
$$K_{a_2}=\frac{1-sin\phi}{1+sin\phi}=\frac{1-sin32°}{1+sin32°}=0.307$$

$$e_o=-2C\sqrt{K_a}=-1\times2\sqrt{0.48}=-1.39\ \text{t/m}^2$$

$$e_1=\gamma_1 hK_{a_1}-2C\sqrt{K_{a_1}}=1.72\times h\times0.48-1.39=(0.826h-1.39)\ \text{t/m}^2$$

$$e_2=\gamma_2 hK_{a_2}=1.72\times h\times0.307=0.528h$$

$$e_3=\gamma_2(8-h)K_{a_2}=1.72(8-h)\times0.307=0.53(8-h)$$

حساب منطقة الشروخ

$$e_2=h^{-}\gamma_1 K_{a_1}-2C\sqrt{K_{a_1}}=0$$

$$\therefore\ \ h^{-}\gamma_1 K_{a_1}=2C\sqrt{K_{a_1}}$$

$$h^{-}=\frac{2C\sqrt{K_{a_1}}}{\gamma_1 K_a}=\frac{2\times1\times\sqrt{0.49}}{1.72\times0.49}=1.66$$

$$E_2=0.528h(8-h)=4.22h-0.528h^2$$

$$E_3=\frac{1}{2}\times0.53(8-h)(8-h)=0.26(8-h)^2=16.64-4.16h+0.26h^2$$

$$E_t=E_1+E_2+E_3$$

$$E_{a_t}=0.147h^2-1.34h+17.81$$

$$\frac{dE_{a_t}}{dh}=0.0 \qquad \therefore \quad M_{in}E_t$$

$$2\times0.147h-1.34=0.0 \qquad \therefore \quad h=4.60\text{ m}$$

$$E_1=3.51\text{ t/m}', \quad E_2=8.24\text{ t/m}', \quad E_3=3.005\text{ t/m}', \quad E_{a_t}=14.75\text{ t/m}'$$

فحص التزحلق

$$w_1=2\times8\times2.5=40\text{ t/m}'$$

$$w_2=2.25\times8\times\frac{2.5}{2}=22.5\text{ t/m}'$$

$$F.O.S=\frac{\text{Resisting Force}}{\text{Sliding Force}}$$

حيث $\text{Resisting Force}=\mu N$

حيث $\mu = tan\phi$ معامل الاحتكاك بين التربة والقاعدة للحائط الساند، ونأخذه يساوي 0.5.

$N =$ قوى رد الفعل العمودية على القاعدة للحائط الساند.

إن قوة التزحلق تكون هي المركبة الأفقية لضغط التربة

$$F.O.S=\frac{0.5\times62.5}{14.75}=2.1>1.5$$ (آمان)

فحص الانقلاب

$$M_o^-=E_{a_1}h_1+E_{a_2}h_2+E_{a_3}h_3$$

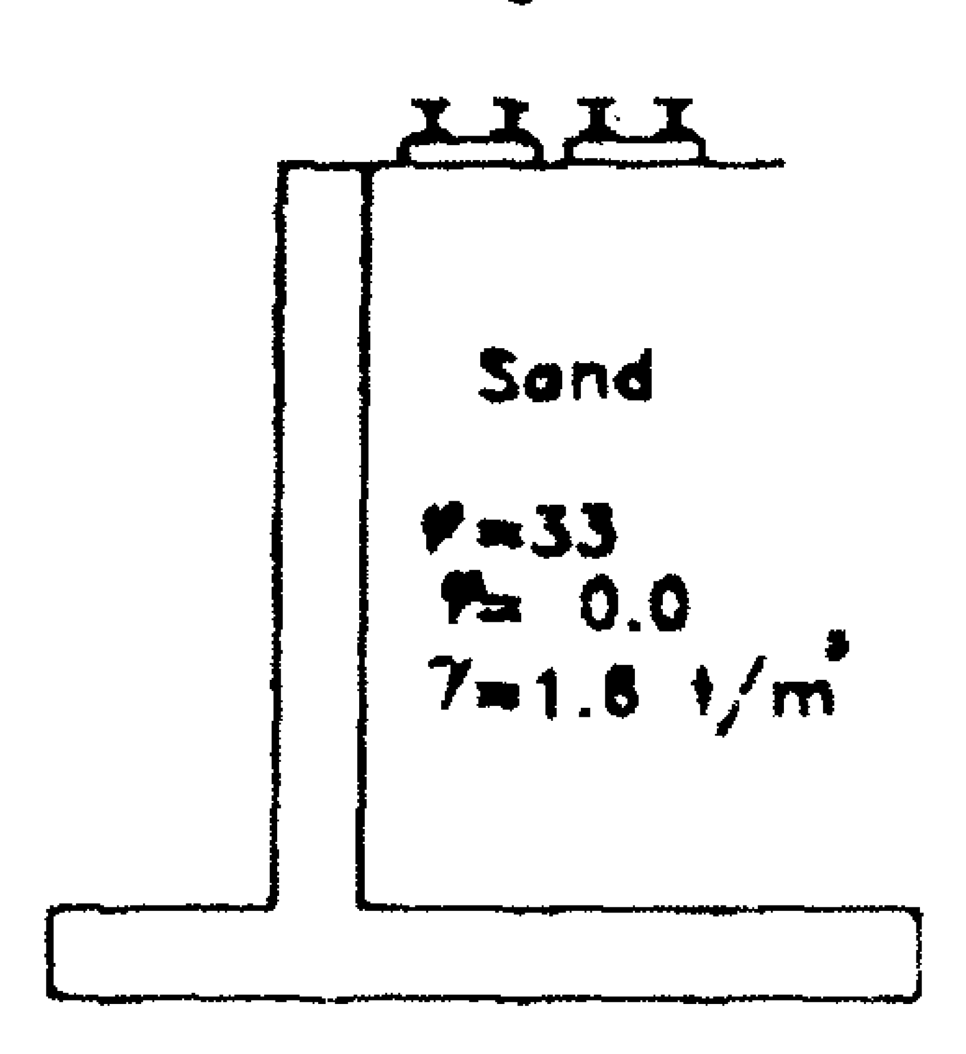
$$=3.51\left(\frac{2.94}{3}+3.4\right)+8.24\times\frac{3.4}{2}+3.005\times\frac{3.4}{3}$$

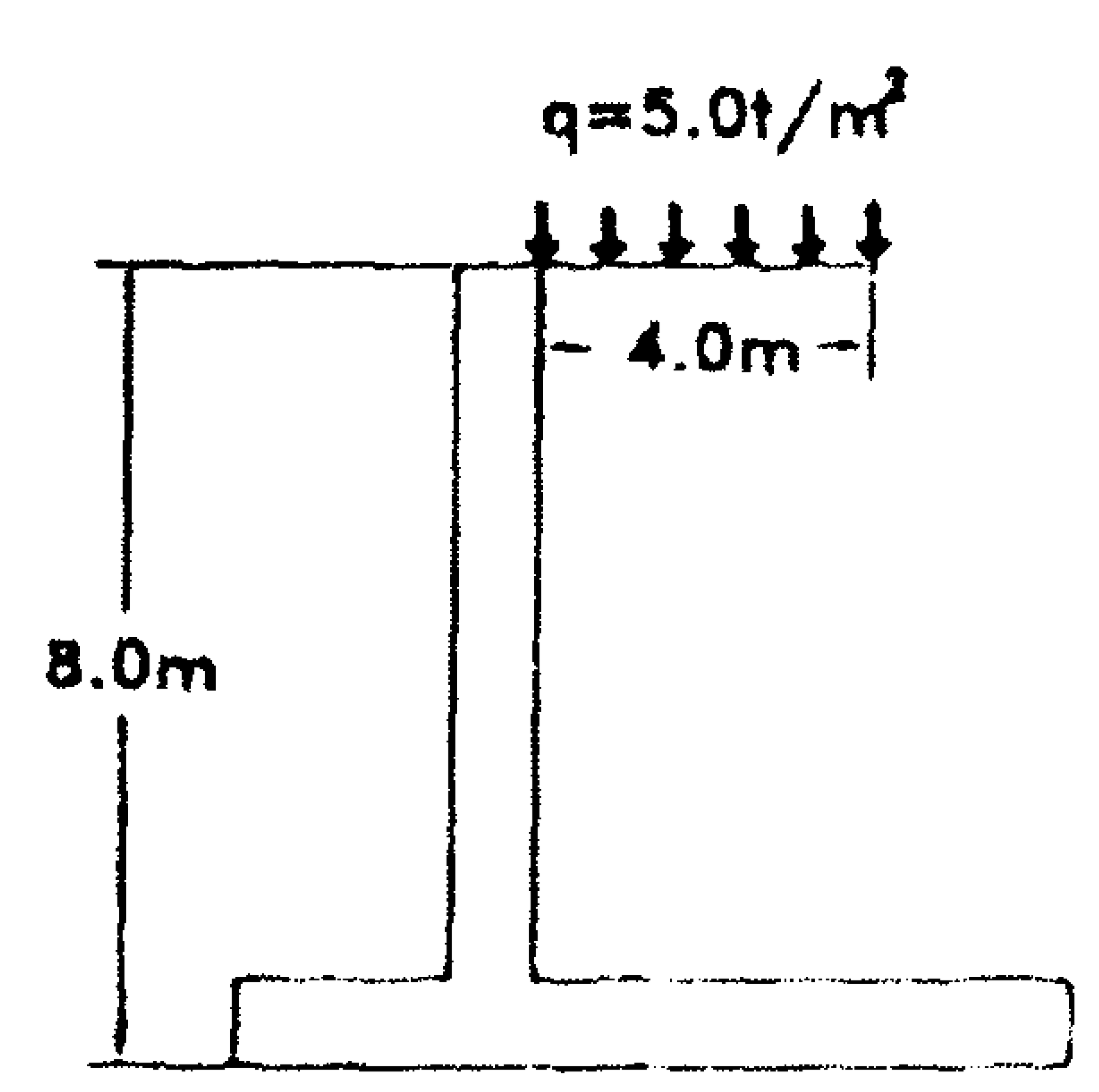
$$=17.1+14.0+5.10=36.2$$

$$M_o^+=40(1+2.25)+22.5\times\frac{2}{3}\times2.25=163.75$$

$$F.O.S=\frac{M_o^+}{M_o^-}=\frac{163.75}{36.2}=4.52>1.5$$ (آمن)

مثـــال ٣ـ٢٠





الشكل ٣-١١٠: الحائط الساند المطلوب تصميمه

المطلوب تصميم كامل للحائط الساند الكابولي التي يرتكز خلفها ردم رمل جاف بالبيانات التالية:

$$\phi=33°,\quad \gamma_d=1.6\ t/m^3,\quad q_{all.}=2.5\ kg/cm^2$$

إن معامل احتكاك القاعدة يساوي 0.5، ومعامل الآمان ضد التزحلق يساوي 1.8. إذا كان على أعلى سطح الأرض يجري خط سكك حديد، الذي يمكن استعواض وزنه بواسطة حمل حي مكافئ يساوي $5\ t/m^2$ وبطول 4.0 m. مطلوب مناقشة تأثير هذا الحمل بدون أية حسابات، وبيان هذا التأثير على اتزان وتصميم الحائط الساند المبين بالشكل ٣-١١٠.

الحــل

$$K_a=\frac{1-sin\phi}{1+sin\phi}=\frac{1-sin33°}{1+sin33°}=0.295$$

$$e_1 = \gamma h K_a = 1.6 \times 8 \times 0.295 = 3.776 \ \text{t/m}^2$$

$$E_{a_1} = \frac{1}{2} \times 3.776 \times 8.0 = 15.104 \ \text{t/m}$$

$$w_1 = 7.2 \times b \times 1.6 = 11.52b$$

$$w_2 = 0.8 \times 7.2 \times 2.5 = 14.4$$

$$w_3 = 0.8(2.8+b) \times 2.5 = 2.0(2.8+b) = 2.0(2.8+b)$$

فحص التزحلق

$$F.O.S = \frac{\mu R_v}{H} = \frac{0.5(13.52b+20)}{15.1} = 1.8$$

$$\therefore \quad b = 2.540 \ \text{m}$$

فحص الانقلاب

$$M_o^- = 15.1 \times \frac{8}{3} = 40.27$$

$$M_o^+ = 11.52B(0.5b+2.8) + 14.4 \times 2.4 + (5.6+2b)(0.5b+1.4)$$

$$= 6.76b^2 + 37.86b + 42.4 = 182.2$$

$$F.O.S = \frac{M_o^+}{M_o^-} = \frac{182.2}{40.27} = 4.52$$ (آمن)

فحص الإجهادات

$$Rx = 182.2 - 40.27 = 141.9$$

$$x = \frac{141.9}{54.35} = 2.6 \ \text{m}, \qquad e = \frac{B}{2} - x = \frac{5.34}{2} - 2.6 = 0.07$$

$$\therefore \quad \sigma_s = \frac{R_v}{\beta}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \frac{54.34}{5.34}\left(1 \pm \frac{0.07 \times 6}{5.34}\right) = \begin{matrix} 11.0 < 25 \ \text{t/m}^2 \\ 9.38 \ \text{t/m}^2 \end{matrix}$$

تصميم القطاعات

تصميم القطاع 1-1 للجزء الأفقي

$$w_1 = 11.52 \times 2.54 = 29.3, \qquad w_2 = 2.54 \times 0.8 \times 2.5 = -5.08$$

$$\frac{w}{m} = \frac{(29.3+5.08)-(9.38+10.15)}{2 \times 2.54} = 9.6 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

$$M_{1-1} = \frac{9.6 \times 2.54}{2} = 12.2 \ \text{t.m/m}$$

$$d = H x_1 \sqrt{\frac{12.2\times10^3}{100}} \qquad \therefore\ K_1 = 0.68$$

$$A_s = \frac{12.1\times10^5}{1250\times75} = 12.9 \qquad (4\phi22/m)$$

في حالة الرغبة في استخدام حديد عالي المقاومة نقوم بضرب مساحة حديد التسليح العادي الطري في المعامل 1.4/1.8 لنحصل على مساحة حديد التسليح العالي المقاومة 36/52.

تصميم القدم

$$M_{2-2} = \frac{(10.95-2\times2)\times2}{2} = 6.95 \text{ m.t./m}$$

$$A_s = \frac{6.95\times10^5}{1250\times75} = 7.4 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad (4\phi16/m)$$

حديد عادي طري 24/35.

$$A_s = 7.4\times\frac{1.4}{1.8} = 5.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

حديد صلب عالي المقاومة 36/52.

(2⧆12+2⧆16)

القطاع 3-3

- الاتزان الإنشائي:

$$R_v = N = w_2 = 0.8\times7.2\times2.5 = 14.4 \text{ t}$$

$$M_o = \frac{3.34\times7.2}{2}\times\frac{7.2}{3} = 28.86$$

$$e = \frac{M_o}{R_v} = \frac{28.86}{14.4} = 2.0, \qquad \frac{e}{t} = \frac{2}{0.8} = 2.5 > 0.33$$

$$e_n = 2.0 + \frac{0.8}{2} - 0.05 = 2.35$$

$$M_n = Ne = 14.4\times2.35 = 33.84$$

$$d = K_1\sqrt{\frac{M_s}{B}} \qquad \therefore\ 75 = K_1\sqrt{\frac{33.84\times10^5}{100}} \qquad \therefore\ K_1 = 0.41$$

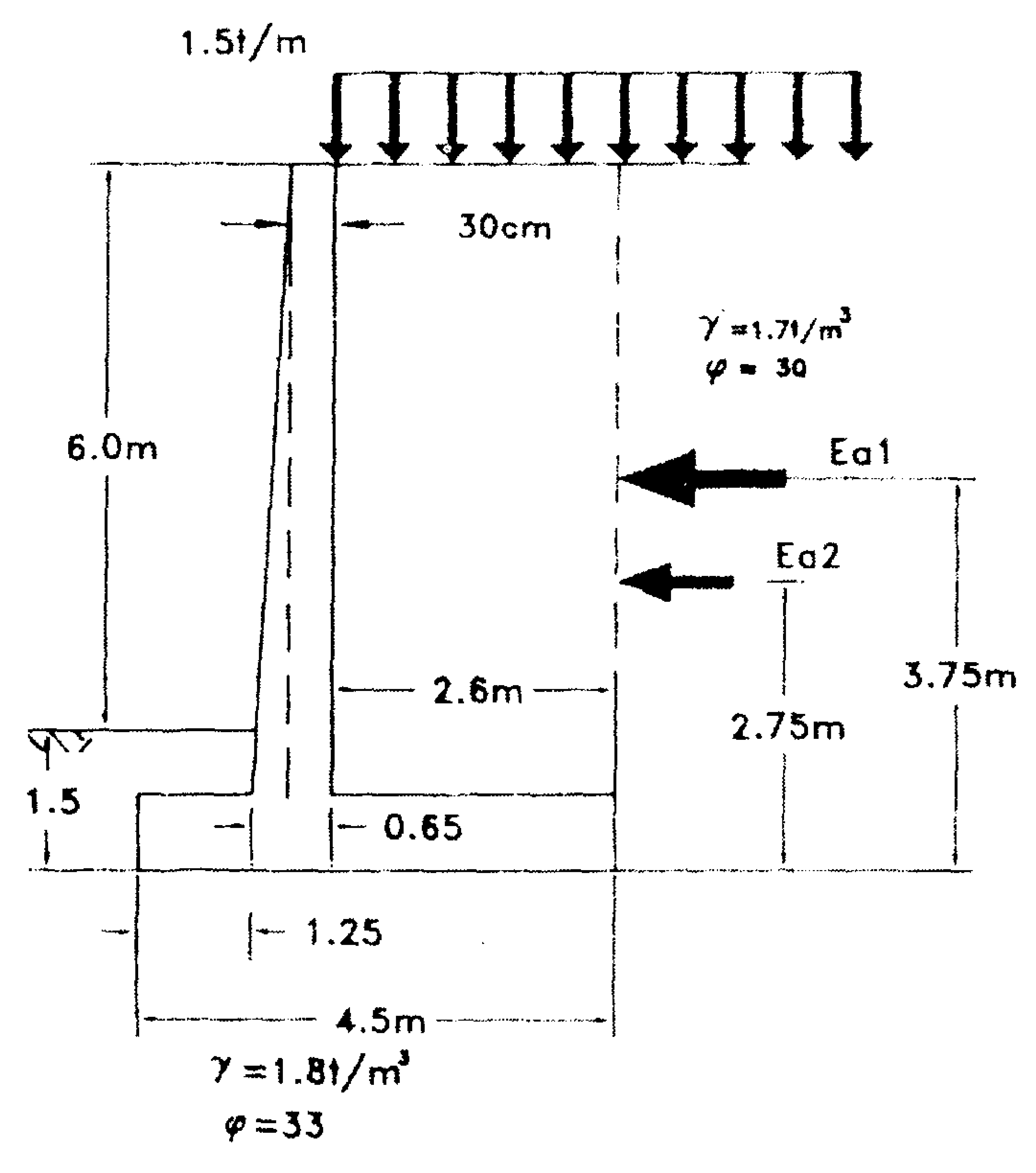
$$A_s = \frac{33.84\times10^5}{1250\times75} = 36.10 \text{ cm}^2 \qquad (8\phi25/m)$$

حديد عادي طري 24/35.

$$A_s = \frac{36.10 \times 1.4}{1.8} = 28.07\ \text{cm}^2 \qquad (6\phi 25/\text{m}')$$

حديد صلب عالي المقاومة 36/52.

مثـــال ٣ـ٢١



الشكل ٣-١١١: الحائط الساند المطلوب تصميمه وفحص أبعاده

البيانات الموضحة على الشكل ٣-١١١ المطلوب تصميم الحائط الساند الكابولي طبقًا للأبعاد التقريبية المعطاة.

الحـــل

افترض الأبعاد التالية هي الأبعاد المطلوبة للحائط:

$B = 45$ m $(0.6H)$, طول القدم = 1.25 m,

Batter 1 : 20, سمك القاعدة = 60 cm $(H/12)$

ضغط التربة

نستخدم خواص تربة منتظمة التوزيع:

$$K_a = \frac{1}{3}, \qquad K_p = 3.0$$

$$P_{a_1} = 1.5 \times \frac{1}{3} \times 7.5 = 3.75 \ \text{t/m}'$$

$$P_{a_2} = \frac{1}{2} \times 1.7 \times (7.5)^2 \times \frac{1}{3} = 15.94 \ \text{t/m}'$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times 1.7 \times (1.5)^2 \times 3 = 5.74 \ \text{t/m}'$$

الأحمال الرأسية

$$w_1 = 1.5 \times 2.6 + 6.8 \times 2.6 \times 1.7 = 34.177 \ \text{t/m}'$$

$$w_2 = 0.3 \times 6.85 \times 2.5 = 5.138 \ \text{t/m}'$$

$$w_3 = 0.35 \times 6.85 \times \frac{2.5}{2} = 2.997 \ \text{t/m}'$$

$$w_4 = 0.65 \times 4.5 \times 2.5 = 7.313 \ \text{t/m}'$$

$$\sum V = 49.625 \ \text{t/m}'$$

اتزان الحائط

العزم حول القدم:

$$34.177 \times 3.2 + 5.138 \times 1.75 + 2.997 \times 1.48$$
$$+7.313 \times 2.25 - 3.75 \times 3.75 - 15.94 \times 2.5 + 5.74 \times 0.50$$
$$= 88.22 \ \text{m.t/m}'$$

فحص الانقلاب

الحائط آمن ضد الانقلاب.

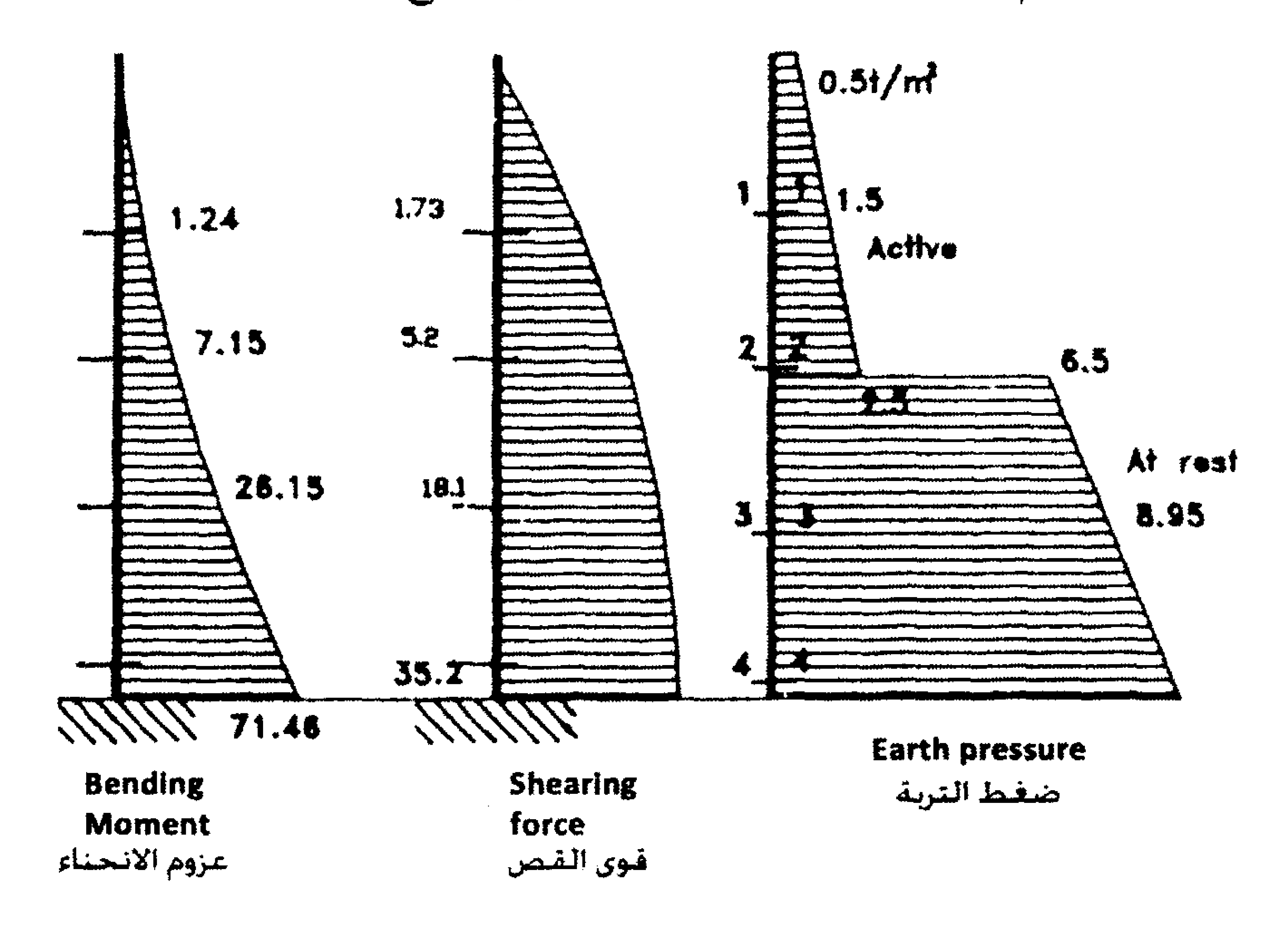
$$F_V = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Overturning Moment}} = \frac{142.17}{53.95} = 2.635 \qquad \text{(آمان)}$$

فحص الإجهاد فوق المسموح به على التربة وانغراز الحائط داخل التربة

$$\bar{x} = \frac{88.22}{49.625} = 1.78 \ \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} = 0.47 \ \text{m} < \frac{B}{6}$$

لا يوجد فصل عند القدم الأمامية (الإجهاد كله ضغط على جميع طول القاعدة للحائط الساند).



الشكل ٣-١١٢: مخططات قوى القص وعزوم الانحناء نتيجة ضغط التربة العرضي الفعال على الحائط

سعة التحميل

$$\text{العرض الفعال لسعة التحميل} = 2x^{-} = 3.56 \text{ m}$$

$$N_q = 25, \quad N_q = 28 \ (\phi = 33°)$$

$$q_u = 1.7 \times 1.5 \times 25 + 1.8 \times 1.78 \times 28 = 153.45 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = 1.7 \times 1.5 + \frac{1}{3}(153.45 - 1.7 \times 1.5) = 52.85 \text{ t/m}^2 = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{العزم حول القاعدة} = \sum V e = 23.324 \text{ m.t/m}'$$

$$f_{toe} = \frac{49.625}{4.5} + \frac{23.324 \times 6}{(4.5)^2} = 11.03 + 6.91 = 17.94 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{heel}} = 4.12 \text{ t/m}^2$$ (آمان)

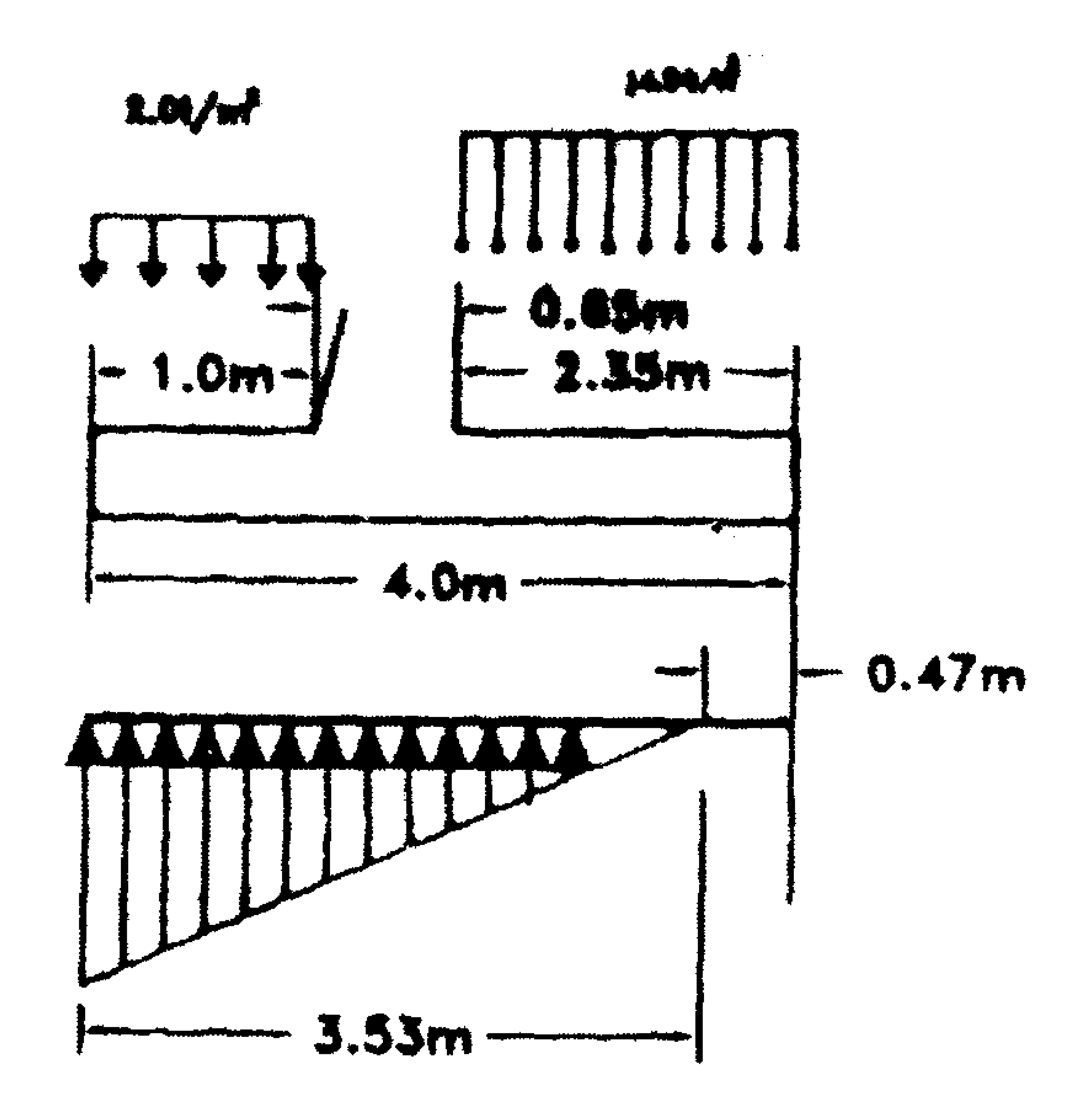
فحص التزحلق

$$\text{القوى الدافعة للأمام} = E_{d_1} + E_{d_2} = 19.69 \text{ t/m}'$$

$$\text{قوى المقاومة} = E_p + V tan\phi'$$

بفرض أن $\phi' = 30°$

$\therefore$ قوى المقاومة $5.74 + 49.625 \times 0.5774 = 34.39$ t/m



الشكل ٣-١١٣: الإجهادات على قاعدة الحائط من أسفل ومن أعلى

$$F.O.S = \frac{34.39}{19.69} = 1.75 > 1.5$$ (آمان)

إن التصميم الأكثر توفيرًا (اقتصادي) يمكن تحقيقه إذا قمنا بإنقاص أبعاد القاعدة لتصبح طولها 4.0 m.

$$w_1 = 30.89 \text{ t/m}, \quad w_2 = 6.50 \text{ t/m}'$$

$\sum$ العزم حول القدم $= 107.46 - 53.95 = 53.51$ m.t/m'

$$F.O.S = \frac{107.46}{53.95} = 2.0$$ (آمان)

x (الخارجية) $= \dfrac{53.53}{45.525} = 1.1754$ m

حيث

$$\sum w = 45.525 \text{ t/m}'$$

$$e = \frac{B}{2} - x^{-} = 0.8246 \text{ m} > \frac{B}{6}$$

سيحدث اختلاف في توزيع الإجهادات مع احتمال وجود شد عند الطرف الأخير لقاعدة الحائط.

$$\sigma_u = 1.7\times1.5\times25 + 1.8\times1.1754\times28 = 123\ \text{t/m}^2 = 12.3\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2.55 + \frac{1}{3}(23 - 2.55) = 42.7\ \text{t/m}^2 = 4.27\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_{\text{toe}} = \frac{w}{3x^-} = \frac{2\times45.525}{3\times1.1754} = 25.8\ \text{t/m}^2 = 2.58\ \text{kg/cm}^2 < A$$

$$F_s = \frac{5.74\times45.525\times0.5774}{19.69} = 1.6265 > 1.5$$

قطاعات الخرسانة

الجزء الرأسي

$$K_a = \frac{1 - sin30}{1 + sin30} = \frac{1}{3}$$

$$K_a = cos30° = 0.866$$

$$d_m = 0.28\sqrt{71460} = 74.8$$

$$d_s = \frac{35.300}{0.87\times100\times7} = 57.8 < d_m$$

$$A_s = \frac{7146000}{0.87\times1400\times80} = 73.3\ \text{cm}^2/\text{m}^\backslash \qquad (12\phi28/\text{m}^\backslash)$$

$$A_{s_2} = \frac{26.15\times10^5}{2.87\times1400\times51.25} = 42 \qquad (6\phi22/\text{m}^\backslash)$$

(في الثلث العلوي للحائط).

القاعدة

$$M_5 = -29.86\ \text{m.t/m}^\backslash$$

$$M_6 = +10.69\ \text{m.t/m}^\backslash$$

$$d = 0.315\sqrt{29860} = 54.4\ \text{cm}$$

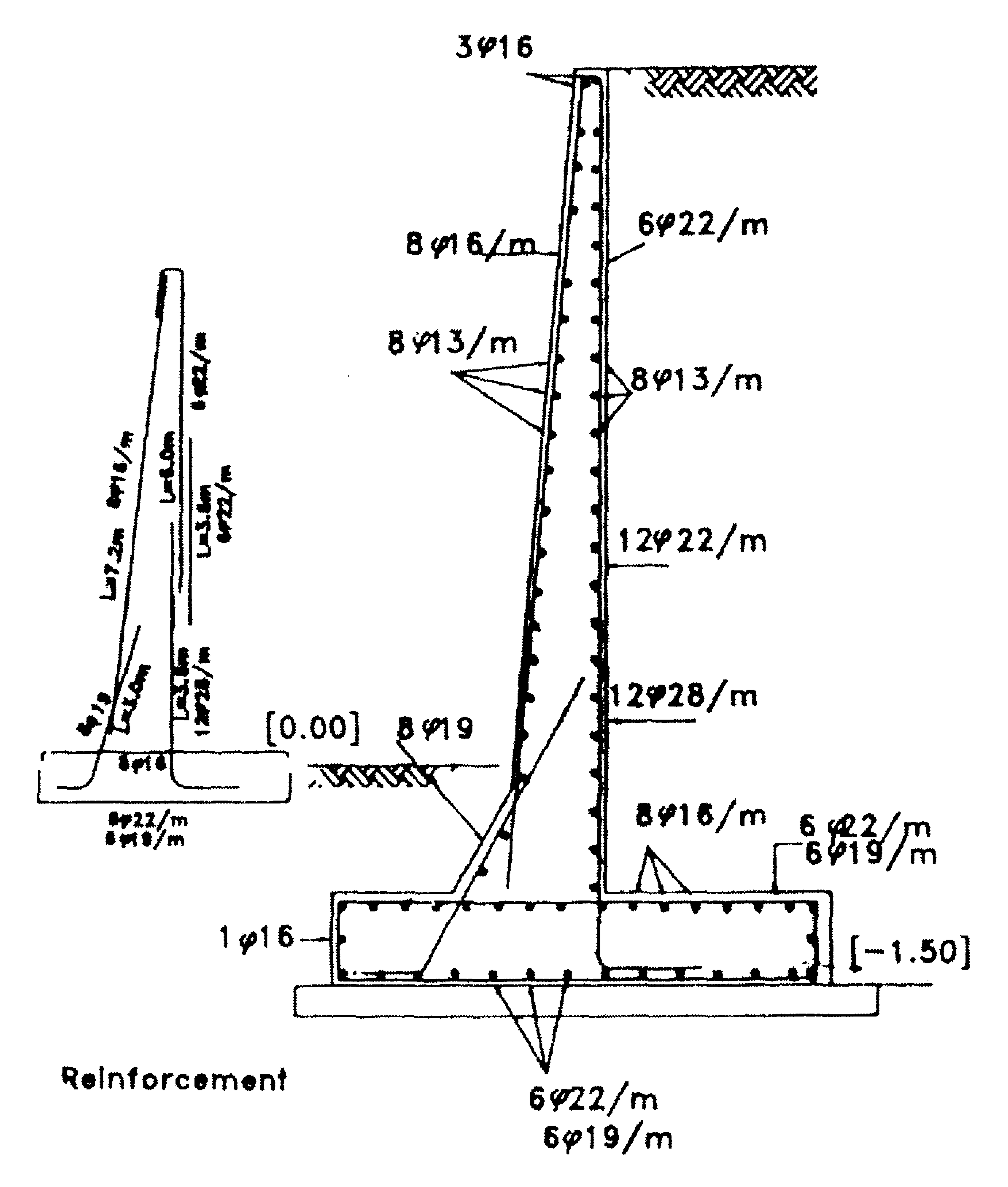
$$A_{s_5} = 40.859\ \text{cm}^2/\text{m}^\backslash \qquad (6\phi22/\text{m}^\backslash + 6\phi19/\text{m}^\backslash)$$

$$A_{s_6} = 6\phi22/\text{m}^\backslash$$

الحد الأدنى لحديد التسليح المطلوب في أي قطاع في الحائط.

$$A_{s_{\min}} = 0.25\% A_c = 16.25\ \text{cm}^2/\text{m}^\backslash\ (t = 65\ \text{cm}) \qquad (8\phi16/\text{m}^\backslash)$$

ولمقاومة أية احتمال لحدوث هبوط غير متوقع في الاتجاه الطولي نقوم بوضع حديد تسليح طولي تحت جذع الحائط ونفترض أن قيمته $6\phi28$ على سبيل المثال.



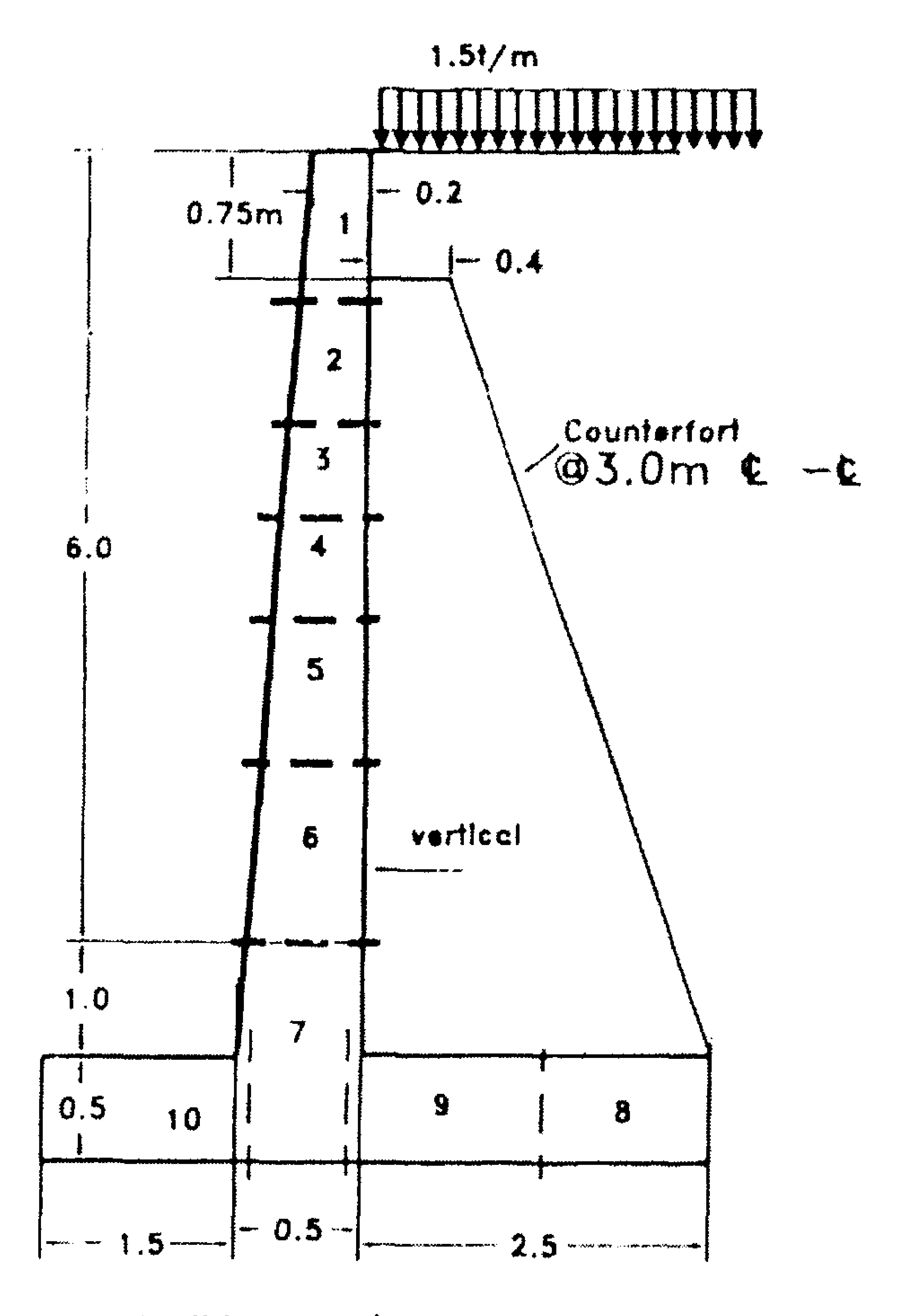
الشكل ٣-١١٤: تفاصيل تسليح الحائط الساند الكابولي

مثـــال ٣ـ٢٢

مطلوب إعادة تصميم المثال السابق (المثال ٣-٢١) إذا كان الحائط ذو دعامات كل مسافة بينية تساوي 3.0 m.

الحـــل

اعتبر نفس عرض الشريحة السابقة $B = 4.0$ m . أيضًا لن نقوم بعمل فحص لاتزان الحائط بافتراض أنه ليس هناك أي تغييرات في الأحمال الرأسية. وبالتأكيد ليس هناك أي تغييرات في قدرة تحمل التربة وضغط التربة العرضي الفعال



الشكل ٣-١١٥: القطاعات المختلفة في الحائط المطلوب تصميمه

قطاعات الخرسانة

الجزء الرأسي

- بالنسبة لشريحة وحدة الطول العلوية (الشريحة رقم 4):

$$M = \frac{wl^2}{10} = \frac{2.5 \times 3^2}{10} = 2.25 \text{ m.t/m}'$$

- أما بالنسبة للشريحة السفلى (الشريحة رقم 6):

$$M = \frac{9 \times 3^2}{12} = 6.75 \text{ m.t/m}'$$

$$Q_{\max} = \frac{9 \times 3}{2} = 13.5 \text{ t/m}'$$

$$d_m = 0.28\sqrt{6750} = 23 \text{ cm}$$

$$d_s = \frac{13500}{0.87 \times 100 \times 7} = 22.2 \text{ cm}$$

نختار $t = 40$ cm ، وميل 35 : 1.

$$A_{s_6} = \frac{675000}{0.87 \times 1400 \times 31} = 18 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad (9\phi16/\text{m})$$

$$A_{s_4} = \frac{225000}{0.87 \times 14000 \times 26} = 7.1 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad (6\phi13/\text{m})$$

ثم نختار تسليح $9\phi16/\text{m}'$ في الثلاث شرائح السفلية، وتسليح $6\phi13/\text{m}'$ في الأربع شرائح العلوية (تسليح أفقي) على أساس أنه تسليح +ve، ve-. استخدم $6\phi13/\text{m}'$ لكل اتجاه على أنه تسليح رأسي.

القاعدة

- الشريحة رقم 8: استخدم شكل الأحمال للقاعدة ذات عزوم M حيث:

$$M = \frac{14.9(3)^2}{10} = 13.41 \text{ m.t/m}'$$

$$Q_{\max} = \frac{14.9 \times 3}{2} = 22.35 \text{ t/m}'$$

$$d_m = 0.315\sqrt{13410} = 36.5 \text{ cm}$$

$$d_s = \frac{22350}{0.87 \times 100 \times 6} = 42.8 \text{ cm}$$

نأخذ

$$t = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1341000}{0.87 \times 1400 \times 45} = 24.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

اختر تسليح $9\phi19/\text{m}'$ علوي ومثله سفلي.

- الشريحة رقم 10: القدم الخلفية تعمل كأنها كابولي

$$A_s = \frac{106900}{0.87 \times 1400 \times 45} = 19.5 \text{ cm}^2/\text{m} \qquad (7\phi19/\text{m}')$$

الدعامات

$$M_c = \frac{S M_s}{m}$$

حيث M_c = عزم الانحناء عند وصلة القاعدة مع الدعامة.

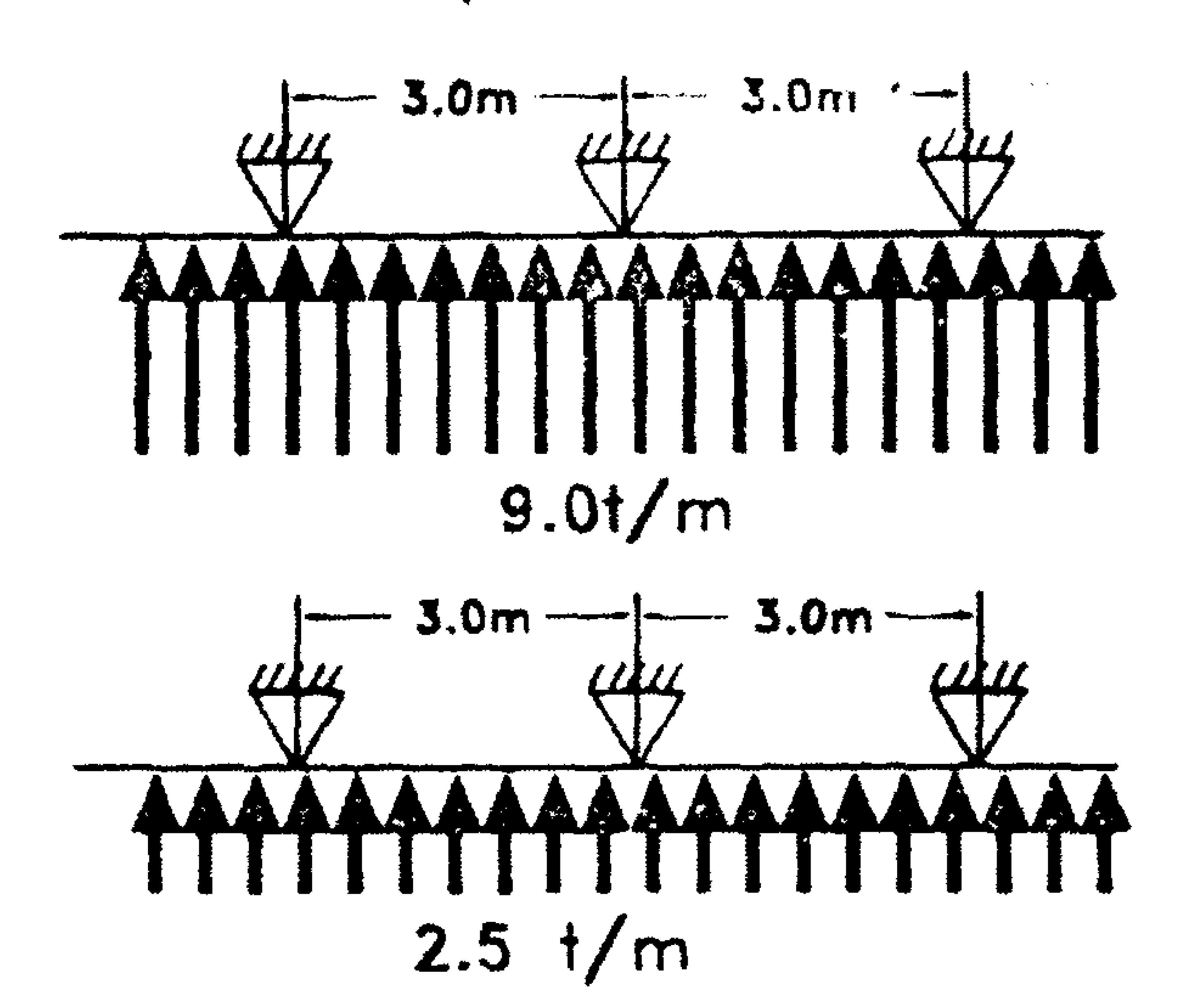
S = المسافات البينية بين الدعامات.

M_s = عزم الانحناء عند وصلة الجذع الرأسي للحائط الكابولي.

$M_c = 71.46 \times 3.0 = 214.4\ \text{m.t}$

$b =$ 3.0 m مثل الدعامة تعمل على أنها قطاع على شكل T.

$$d = 0.314\sqrt{\frac{2140000}{300}} = 84.2\ \text{cm}$$



الشكل ٣-١١٦: توزيع الإجهادات الأفقية على الدعامات

- العمق الفعلي قرب 300 cm. هناك يكون العمق آمن جدًا. اعتبر الدعامة ذات عمق يساوي 30 cm:

$$A_s = \frac{21440000}{0.87 \times 1400 \times 290} = 60.7\ \text{cm}^2 \qquad (12\phi25)$$

- التسليح الأفقي لمقاومة الانفصال بين الدعامة والساق الرأسية stem للحائط:

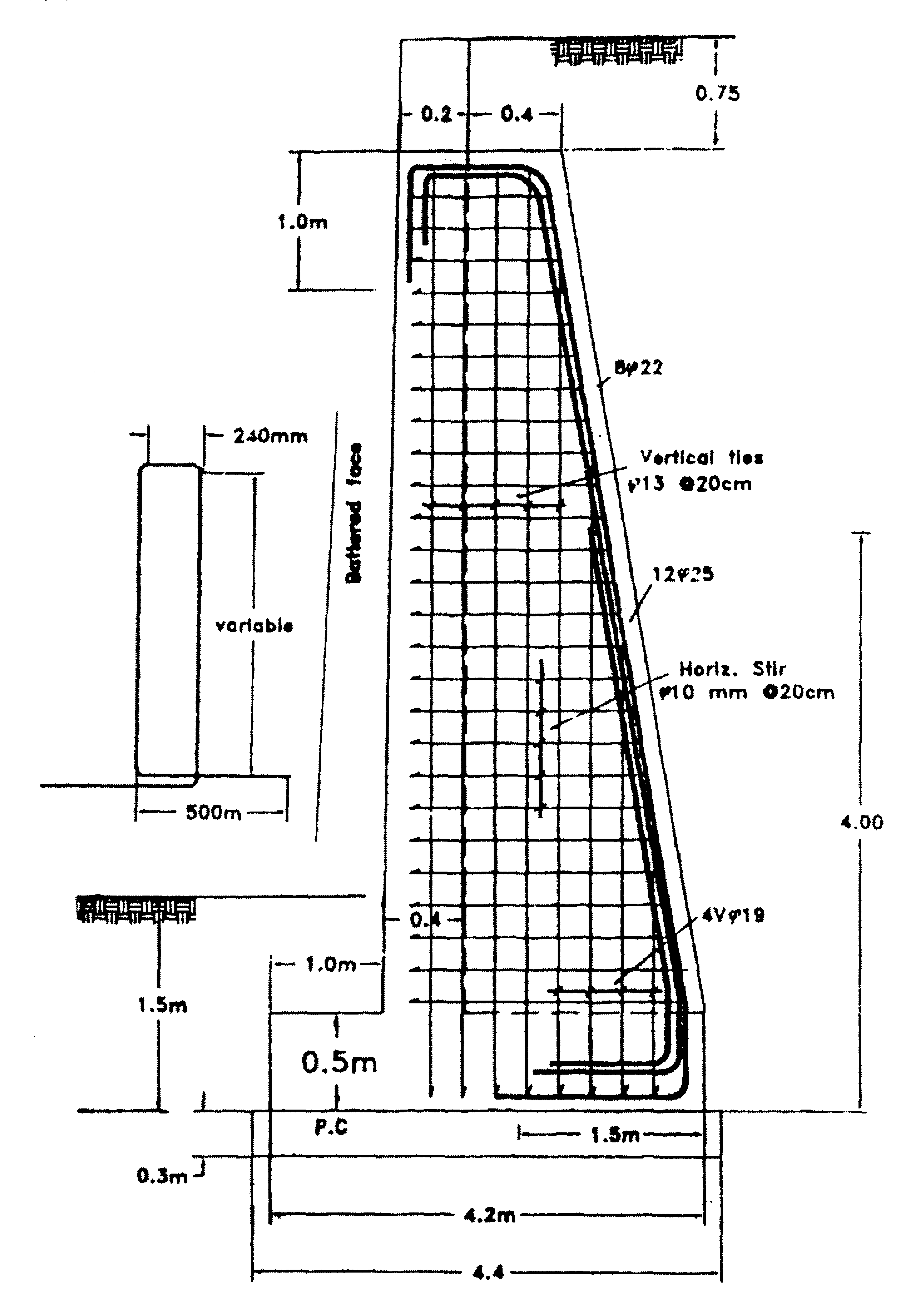
$$A_{s_h} = \frac{9.0 \times 30}{1.4} = 19.3\ \text{cm}^2/\text{m}$$

نختار $10\phi16/\text{m}'$ لأسفل 4.0 m، ونستخدم $10\phi10/\text{m}'$ لبقية ارتفاع الحائط.

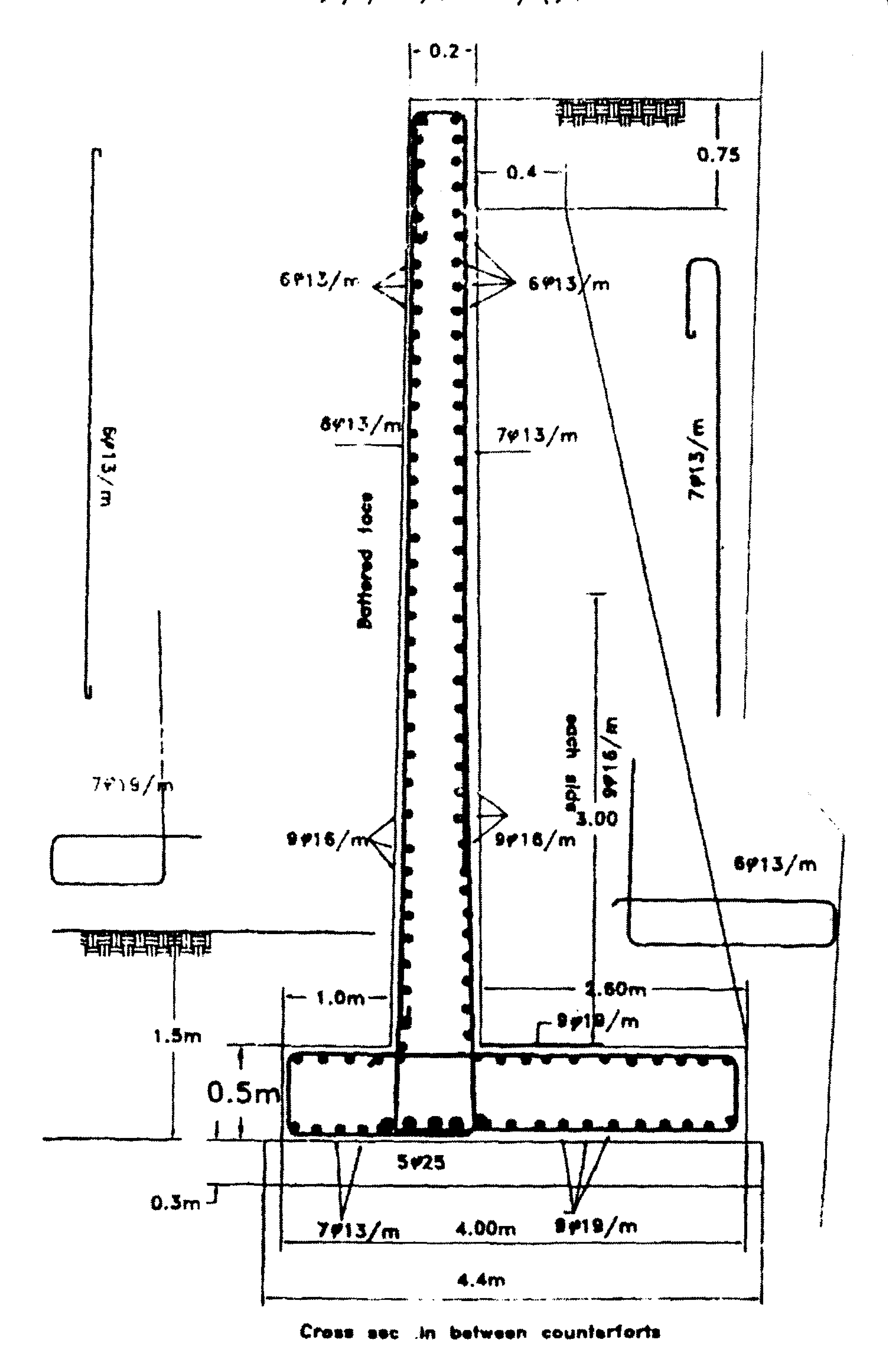
- التسليح الرأسي اللازم لمقاومة الانفصال بين القاعدة والدعامة:

$$A_{s_v} = \frac{14.9 \times 30}{1.4} = 32\ \text{cm}^2/\text{m}$$

نختار $10\phi19/\text{m}'$ هذا الحديد الرأسي مطلوب فقط للشريحة رقم 8 (نهاية بلاطة القدم الأمامية للقاعدة) ولبقية الشرائح نختار $10\phi13/\text{m}'$.



الشكل ٣-١١٧: تسليح الدعامة

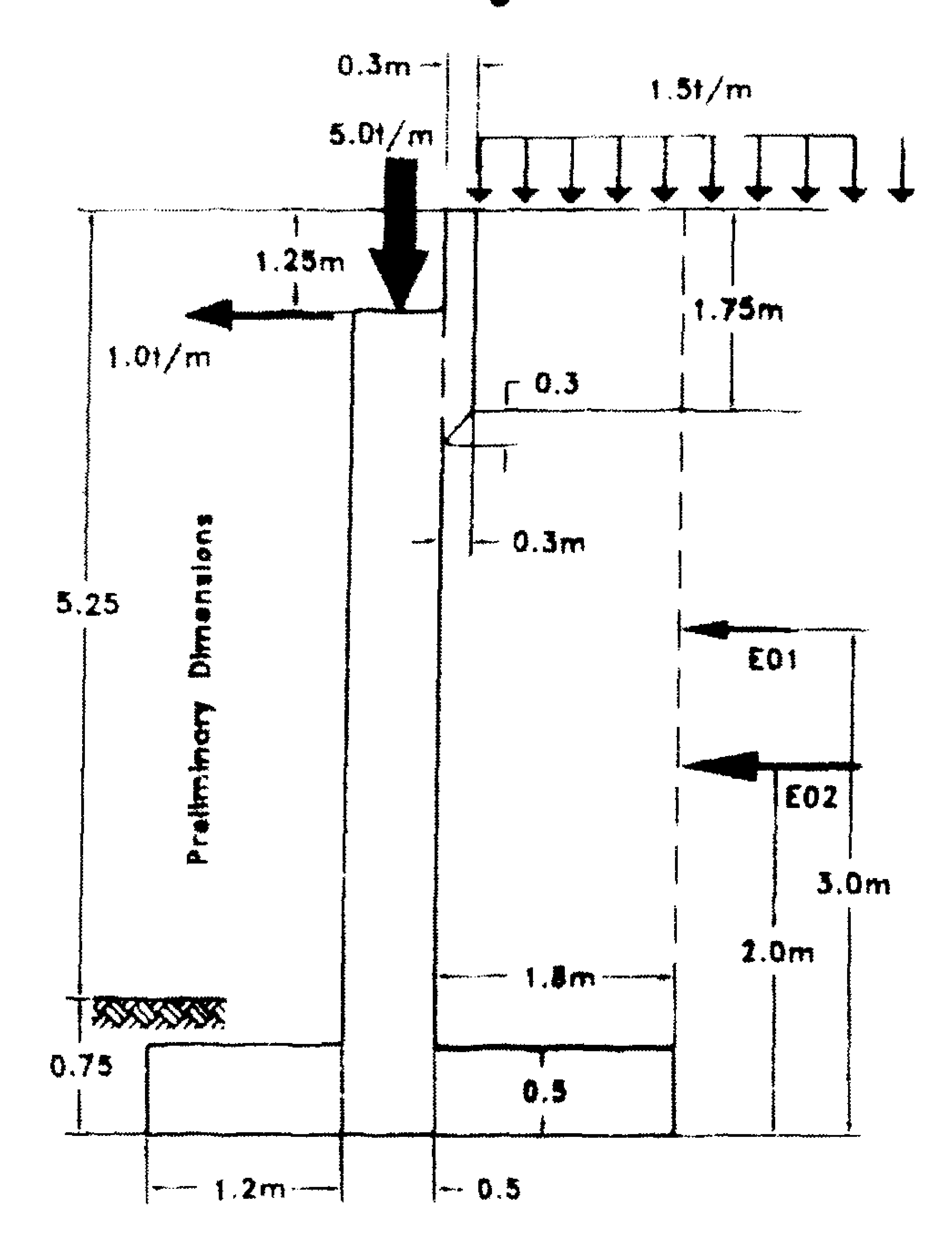


Cross sec. in between counterforts

الشكل ٣-١١٨: تسليح الحائط الساند ما بين الدعامات



مثال ٣-٢٣



الشكل ٣-١١٩: الحائط الساند المطلوب تصميمه

مطلوب تصميم كتف الكوبري الموضح بالرسم (انظر الشكل ٣-١١٩) لحمل رد فعل رأسي يساوي $5.0\ t/m^{\backprime}$ ، وكذلك رد فعل أفقي يساوي $1.0\ t/m^{\backprime}$. ومعطى بيانات تفصيلية للأبعاد المطلوبة على الرسم.

الحل

$$K_o = 0.60\ (K_a \text{ ، } K_r \text{ قيمة متوسطة بين})$$

نفترض أن

$$\phi = 30°, \qquad \gamma = 1.6\ t/m^2$$

$$E_{o_1} = 1.5 \times 6.0 \times K_o = 5.4\ t/m^{\backprime}$$

$$P_{o_2} = \frac{1.6 \times 6.2^2 \times 0.6}{2} = 17.3\ t/m$$

$$w_1 = 1.8 \times 5.5 \times 1.6 + 1.8 \times 1.5 = 18.54 \ \text{t/m}'$$

$$w_2 = 0.3 \times 1.7 \times 0.9 = 0.46 \ \text{t/m}'$$

$$w_3 = 0.5 \times 4.25 \times 2.5 = 5.31 \ \text{t/m}'$$

$$w_4 = 0.5 \times 3.5 \times 2.5 = 4.38 \ \text{t/m}'$$

$$\sum V = 33.69 \ \text{t/m}'$$

$$\sum M@O = 71.67 - 55.55 = 16.12 \ \text{m.t/m}'$$

نزيد B إلى 4.0 m (القدم = 1.7 m، الجزء الرأسي = 0.5 m، الجزء الأفقي = 1.8 m).

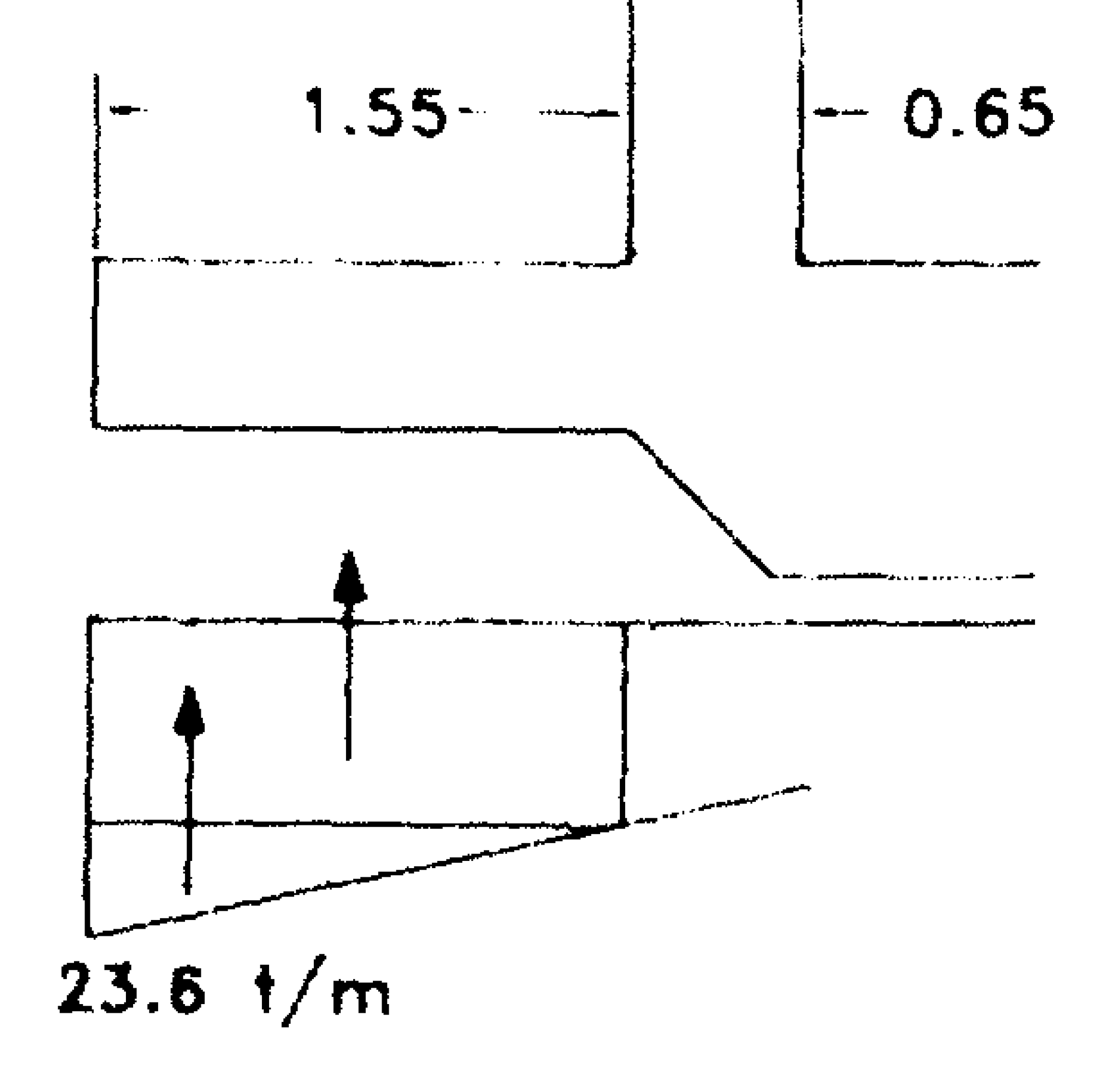
$$V = 34.32 \ \text{t/m}', \qquad M = 88.83 - 55.55 = 33.28 \ \text{m.t/m}'$$

فحص الانقلاب

$$F.O.S = \frac{88.83}{55.55} = 1.6 > 1.5$$ (آمن)

فحص التزحلق

$$F.O.S = \frac{34.32 tan30°}{23.7} = 0.836$$ (غير آمن)



الشكل ٣-١٢٠: الإجهاد أسفل الجزء الخلفي من قاعدة الحائط

استخدم مفتاح اتزان أسفل جذع الحائط الرأسي لمسافة 1.0 m.

$$P_p = 1.6 \times 1.75^2 \times 3.0 = 14.7 \ \text{t/m}'$$

فحص التزحلق:

$$F.O.S = \frac{14.7 + 34.32 tan30°}{23.7} = 1.47 \approx 1.5$$ (آمن)

$$x^{-}=\frac{\sum M}{\sum V}=\frac{33.28}{34.32}=0.97$$

$$e>\frac{B}{6}$$ (لا يوجد اتصال كامل)

$$f_{\text{toe}}=\frac{2\sum V}{3x^{-}}=\frac{2\times 34.32}{3\times 0.97}=23.6\ \text{t/m}^2$$

سعة التحميل

$$\sigma_u=0.75\times 1.6\times 18.4+1.6\times 0.97\times 18=50\ \text{t/m}^2$$

$$\sigma_a=0.75\times 1.6+\frac{1}{F_2}(50-0.75\times 1.6)=23.6$$

$$F.O.S=2.179>2.0$$ (آمن)

القطاعات الخرسانية

الجزء الراسي

$$M=po_1\frac{5.5}{2}+po_2\frac{5.5}{3}=\frac{1.5\times 5.5^2}{2}\times 0.6+\frac{1.6\times 5.5^3}{6}\times 0.6+1.0\times 4.25\ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$d_m=0.28\sqrt{44450}=59\ \text{cm},\qquad t=65\ \text{cm}$$

$$A_s=\frac{4445000}{0.87\times 1400\times 60}=60.8\ \text{cm}^2$$ $(12\phi 25/\text{m}^{\backslash})$

الجزء الأفقي

بسبب انفصال القاعدة عن الأرض:

$$M_{\text{heel}}=\frac{(\sum\gamma h)l^2h}{2}=\frac{(1.5+5.35\times 1.6+0.65\times 2.5)\times 1.8^2}{2}=18.93\ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

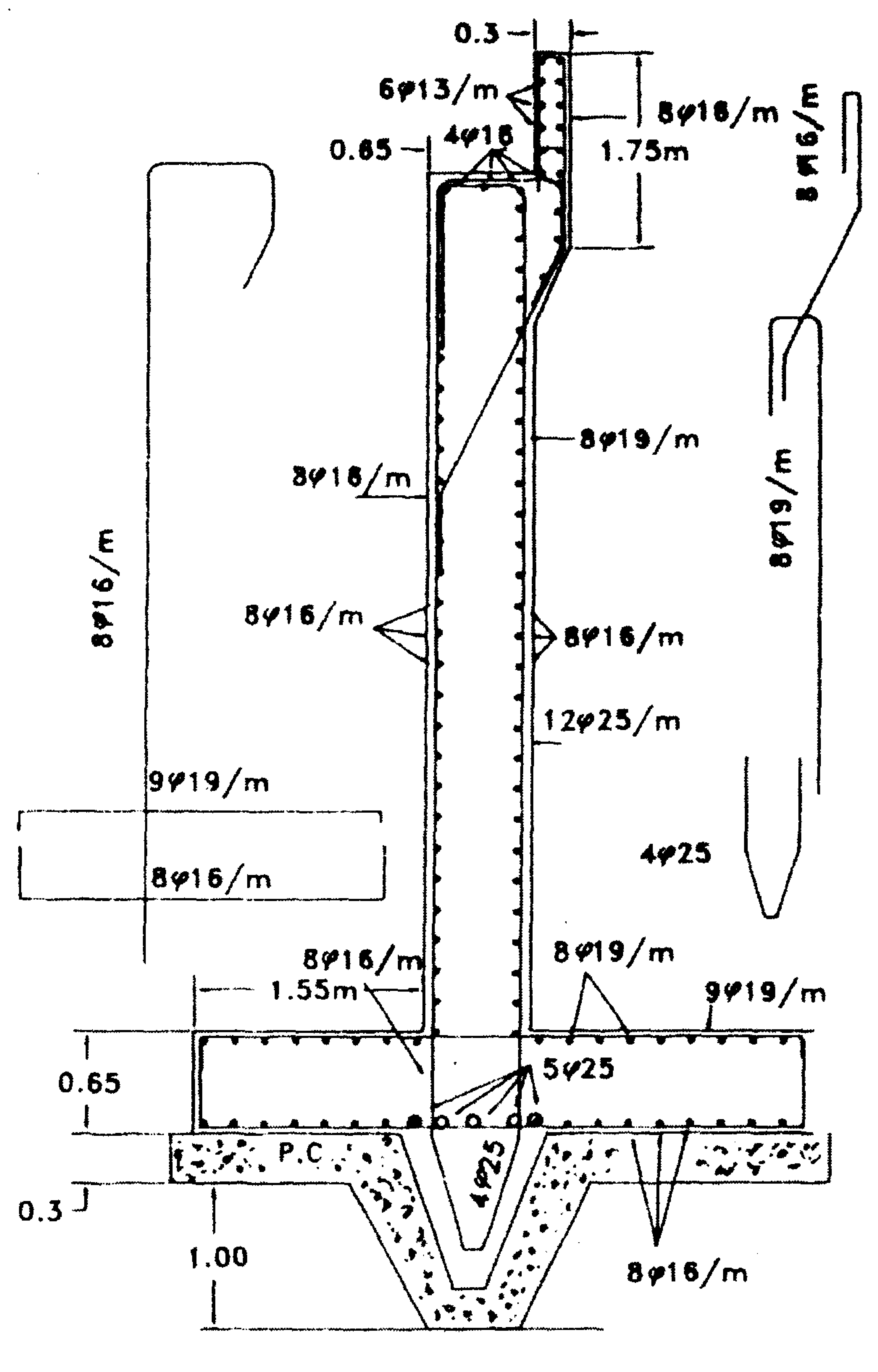
$$t=65\ \text{cm}$$

$$A_{s_{\text{heel}}}=\frac{1893000}{0.87\times 1400\times 60}=25.9\ \text{cm}^2/\text{m}^{\backslash}$$ $(9\phi 19/\text{m}^{\backslash})$

القدم

$$M=\frac{11.03\times 1.55^2}{2}+\frac{12.57\times 1.55^2}{2}=23.25\ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$A_s=\frac{2325000}{0.87\times 1400\times 60}=32\ \text{cm}^2/\text{m}^{\backslash}$$ $(7\phi 25/\text{m}^{\backslash})$



الشكل ٣-١٢١

حديد التسليح اللازم للجذع الرأسي للحائط

نحتفظ بالسمك ثابت عند $t = 65$ cm :

- عند $H/4$ فإن:

$$A_s = \frac{1}{2} A_{s_{max}} = 30.0 \text{ cm}^2 \qquad (8\phi 25 \text{ mm})$$

- عند $H/2$ فإن:

$$A_s = \frac{1}{4} A_{s_{max}} = 15.0\ \text{cm}^2 \qquad (8\phi 19\ \text{mm})$$

- الحد الأدنى لحديد التسليح:

$$A_{s_{min}} = 0.25\% A_s = 16.25\ \text{cm}^2/\text{m}^{\backslash} \qquad (8\phi 16/\text{m}^{\backslash})$$

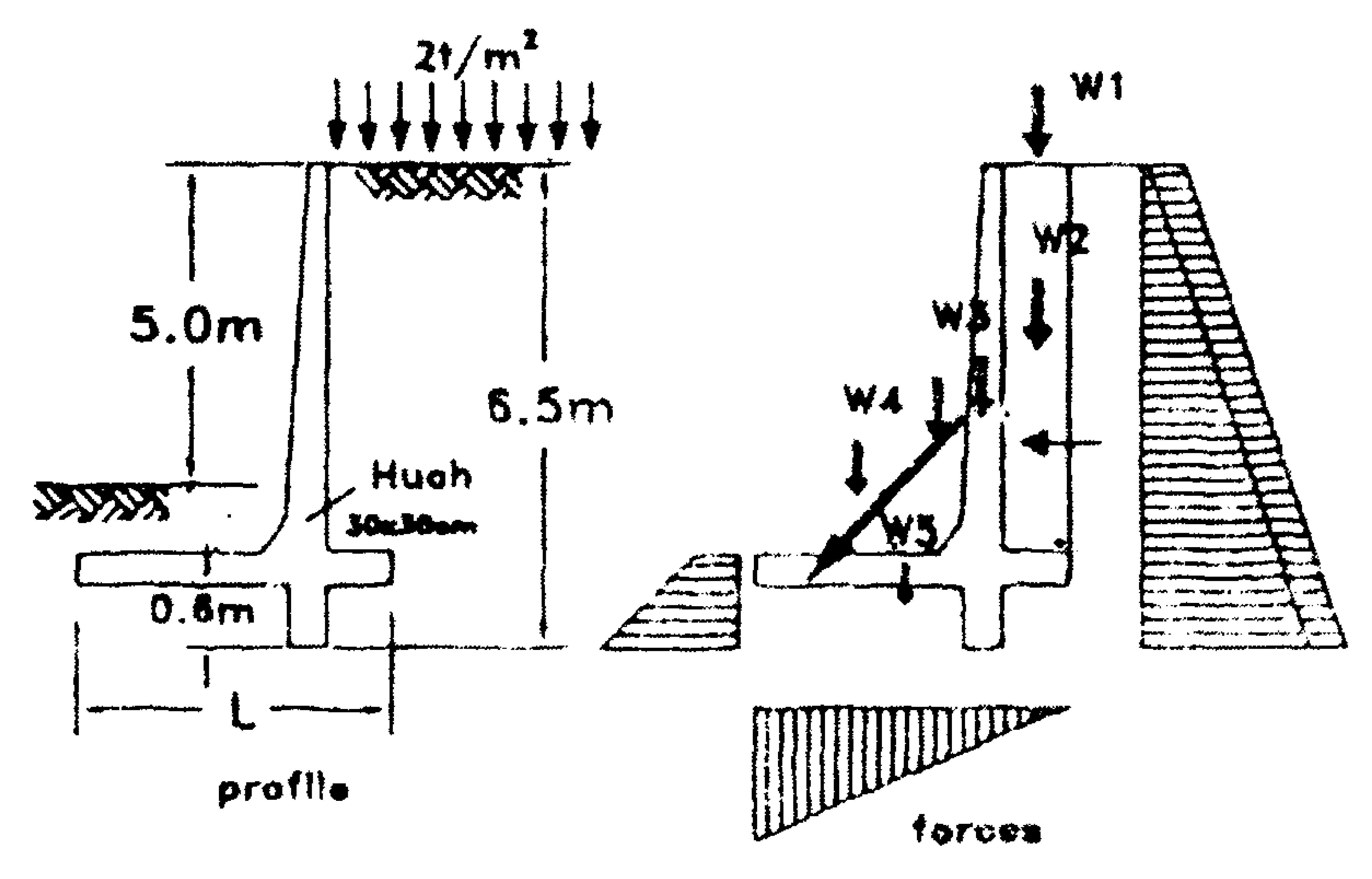
الحد الأدنى لحديد التسليح يتم وضعه في الجوانب المعرضة للضغط وتستخدم على أنها أسياخ لمقاومة إجهادات الانكماش.

تدريب ٣-٢

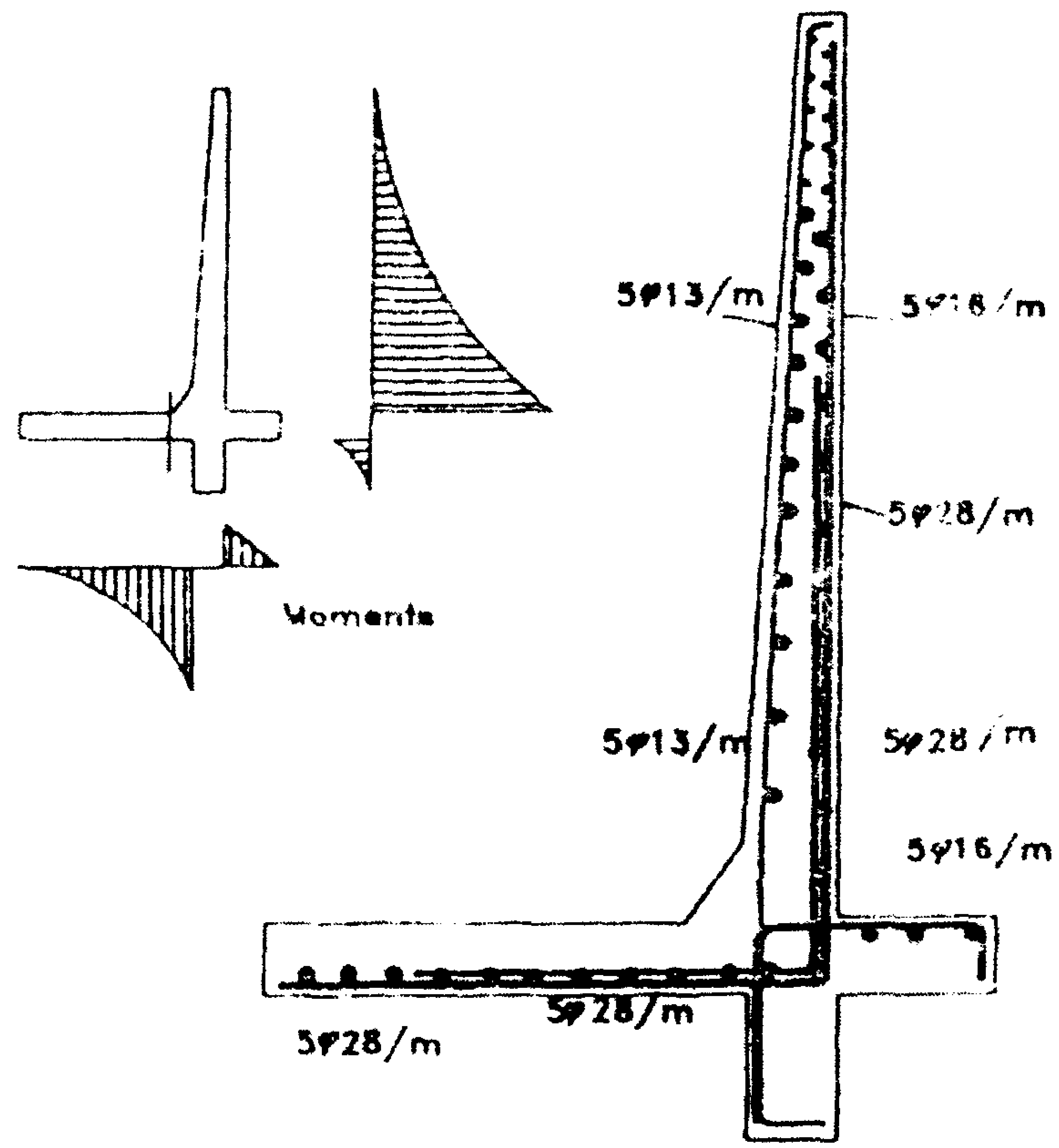
المطلوب تصميم الحائط الموضح بالشكل ٣-١٢٢ ليسند ارتفاع 5.0 m من التربة الطينية محملة بحمل حي أعلى السطح = $2.0\ \text{t/m}^{\backslash}$. إن كثافة التربة = $1.8\ \text{t/m}^2$، وقوة التماسك = $C = 5.0\ \text{t/m}^{\backslash}$. إذا كانت قاعدة الحائط أسفل سطح الأرض بمسافة 1.0 m.

ملاحظة

على القارئ حل تدريب ٣-٢ بنفسه للتمرين الشخصي مع الاسترشاد في الحل بالشكل ٣-١٢٢.



أشكال القوى العرضية وإجهاد تحمل التربة والأحمال الرأسية على الحائط الساند

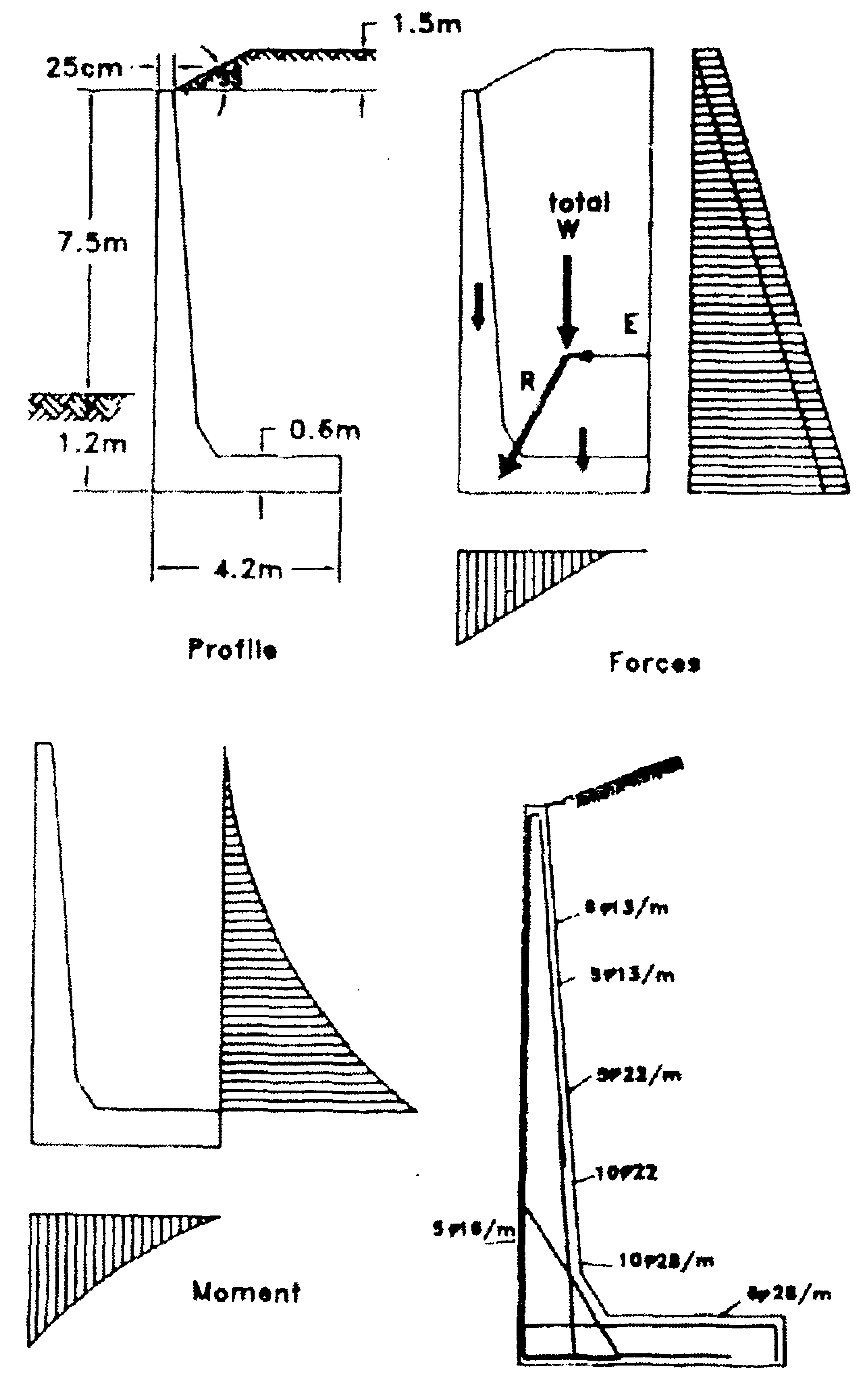


أشكال حديد التسليح وعلاقتها بأشكال عزوم الانحناء على الحائط

الشكل ٣-١٢٢

تدريب ٣-٢

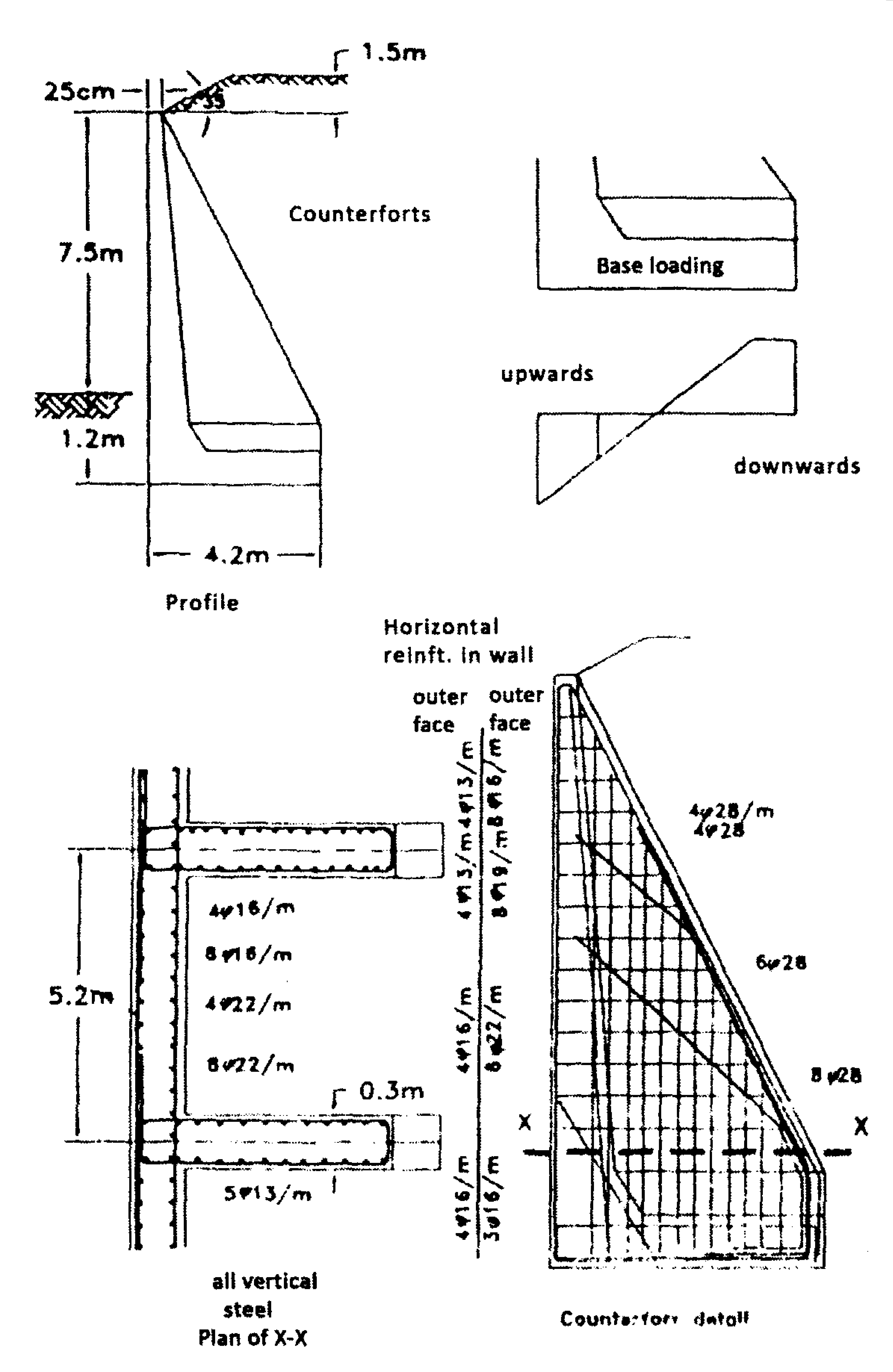
حائط ساند يسند مادة ذات كثافة $1.5\ t/m^3$ ، وزاوية الاحتكاك الداخلي = 35°، وقوة التماسك = Zero. لتحقيق السعة المطلوبة لسند الردم فإن الحائط كان بارتفاع 7.5 m، وباستخدام طرق المناولة الميكانيكية فإن الحجر يمكن تخزينه بارتفاع 9.0 m مع عمل ردم أعلى سطح الأرض = 1.5 m ارتفاع بزاوية قصوى = 35° من قمة الحائط. والمطلوب تصميم هذا الحائط.



الشكل ٣-١٢٣: العلاقة بين الضغط العرضي والأحمال الرأسية وإجهاد تحمل التربة مع أشكال عزوم الانحناء على الحائط الرأسي وقاعدته وعلاقة ذلك بأشكال حديد التسليح

تدريب ٣ـ٤

مطلوب تصميم دعامة للحائط الساند الموضح بالشكل ٣-١٢٤ إذا كان الحائط الساند ذو الدعامات على مسافة 5.2 m، وكثافة المادة المسنودة عليه $1.5\ t/m^2$ ، $\phi=35°$.



Design of wall with back counterforts

الشكل ٣-١٢٤: أبعاد خرسانية وأشكال حديد التسليح للحائط الخرساني الساند ذو الدعامات المطلوب تصميمه حسابيًا

الباب ٤ الحوائط الخوازيق اللوحية (الستائر اللوحية)

SHEET PILE WALLS

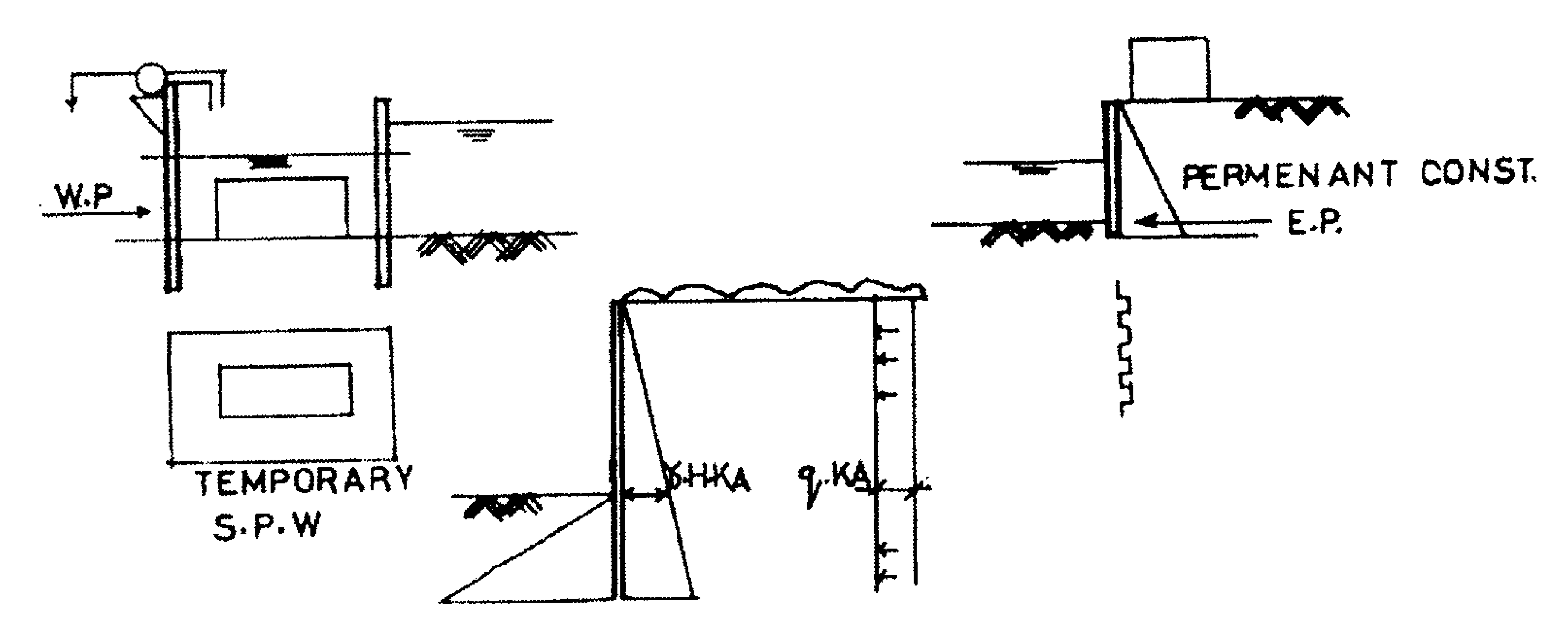
١-٤ مقدمة Introduction

الحوائط الخوازيق اللوحية تتكون من سلسلة من الخوازيق يتم دقها بجانب بعضها البعض داخل الأرض مكونة حائطًا رأسيًا مستمرًا بغرض سند ضفة ترابية earth bank أو ارتفاع من المياه head of water وهذا النوع من الحوائط الخازوقية اللوحية يستخدم في:

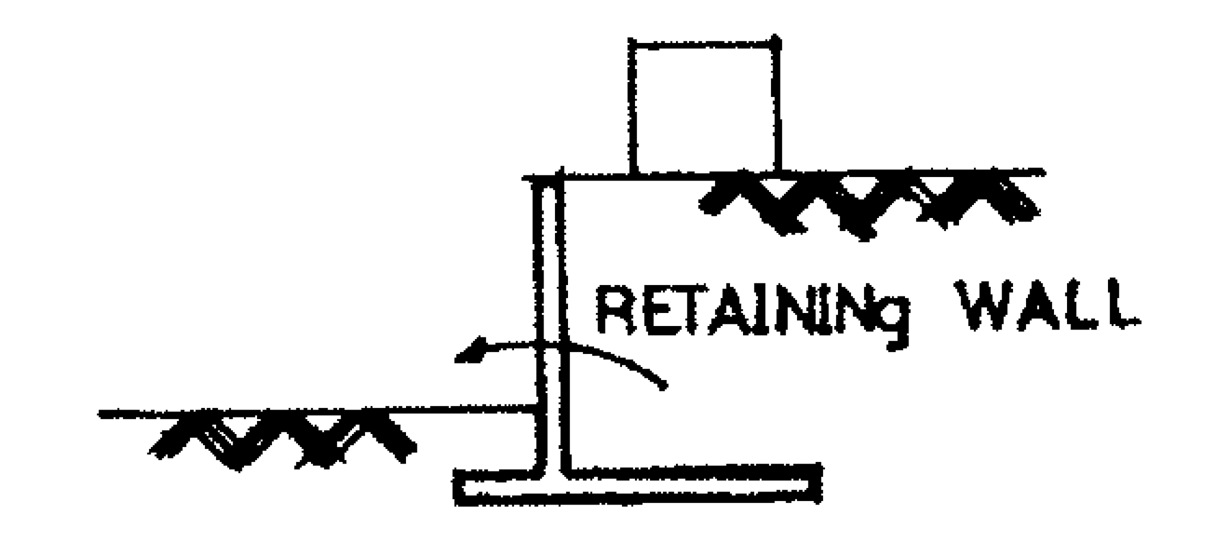
١. المنشآت الساندة للمياه.

٢. المنشآت المؤقتة.

٣. المنشآت خفيفة الوزن حيث التربة تكون ضعيفة عن تحمل ارتكاز حائط ساند.



الشكل ٤-١: أشكال الستائر اللوحية المختلفة الاستخدامات



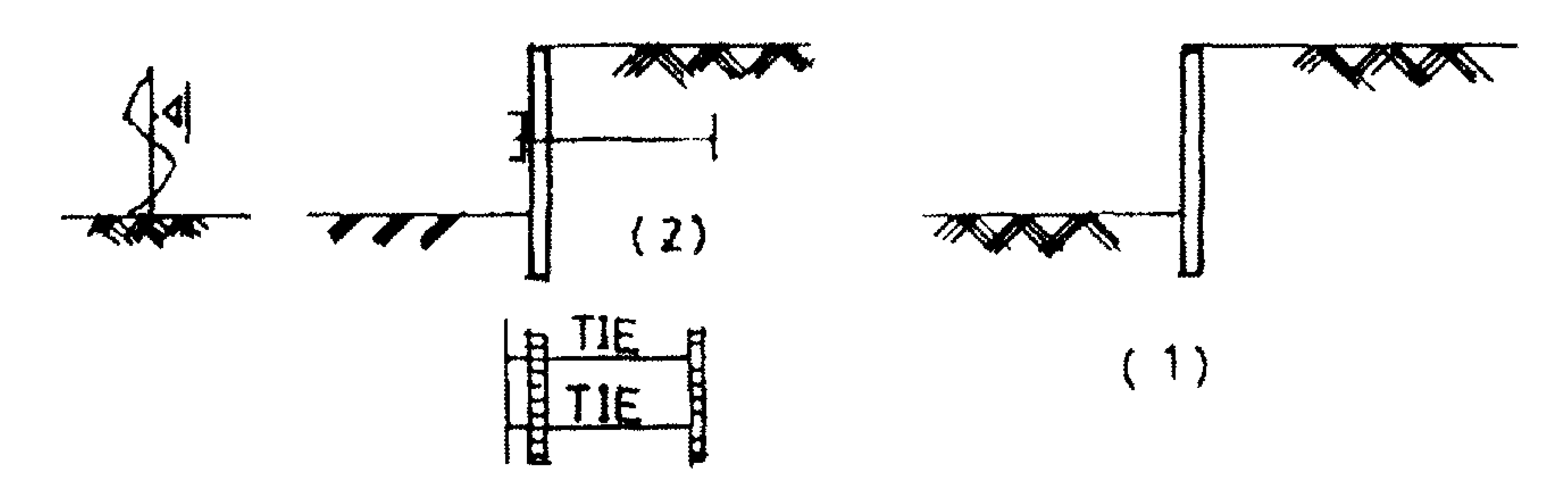
الشكل ٤-٢: مقارنة مع شكل الحائط الخرساني الساند

الحوائط الخوازيق اللوحية (الخازوقية) يمكن أن تكون ثلاثة أنواع:

١. حائط خوازيق لوحية كابولية cantilever sheet pile wall.

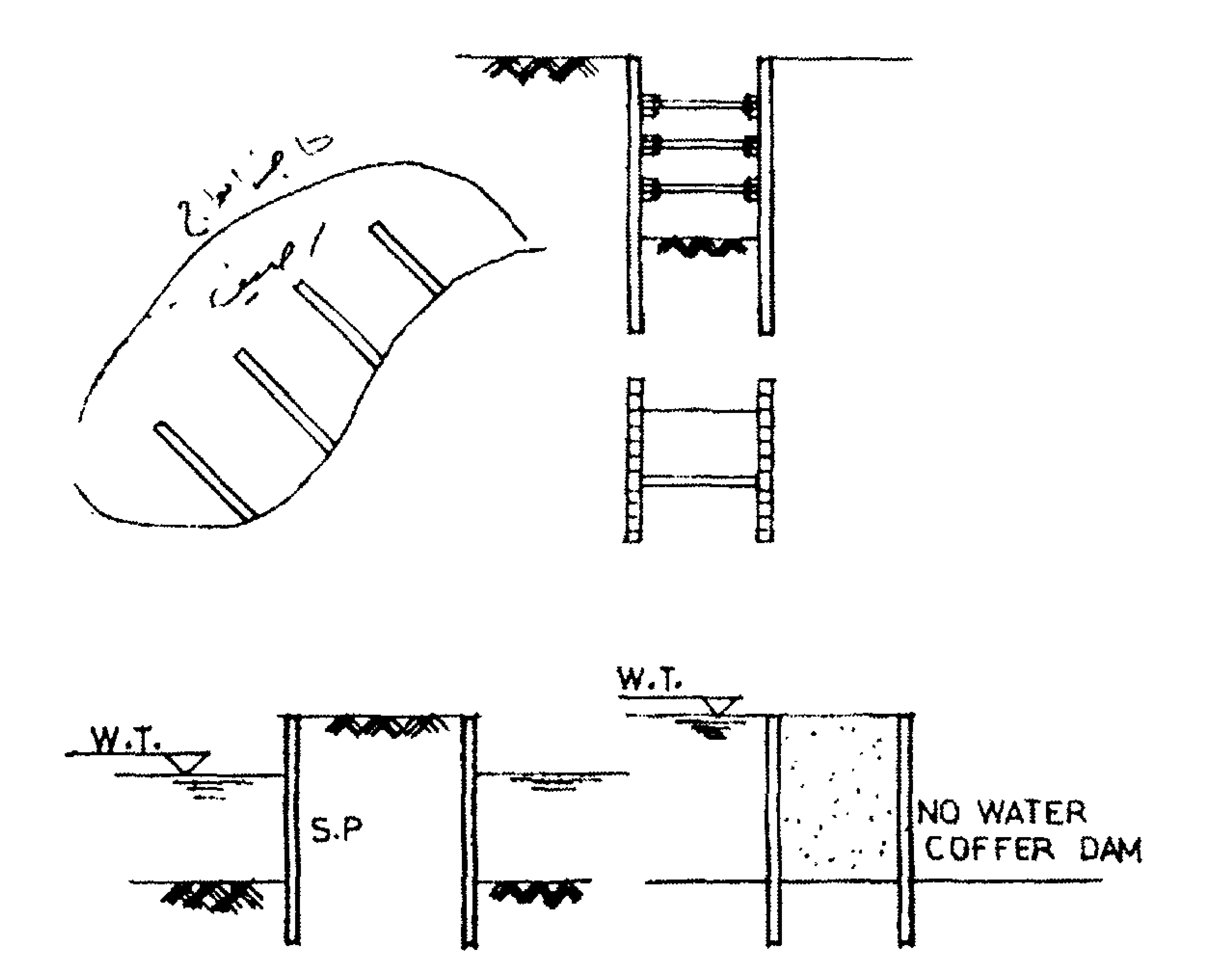
٢. حائط خوازيق لوحية مربوطة anchored sheet pile wall.

٣. حائط خوازيق لوحية مقيدة braced sheet pile wall.



الشكل ٤-٣: رسم توضيحي لأنواع الحوائط الخوازيق اللوحية (الخازوقية)

يوجد ترتيب معين للخوازيق اللوحية على شكل ستار أصم (المناجم) balk heads أو على شكل سد محيط coffer-dams.



الشكل ٤-٤: توضيح شكل السد المحيط والستار الأصم

إن مادة الخازوق اللوحي sheet pile يمكن أن تكون من:

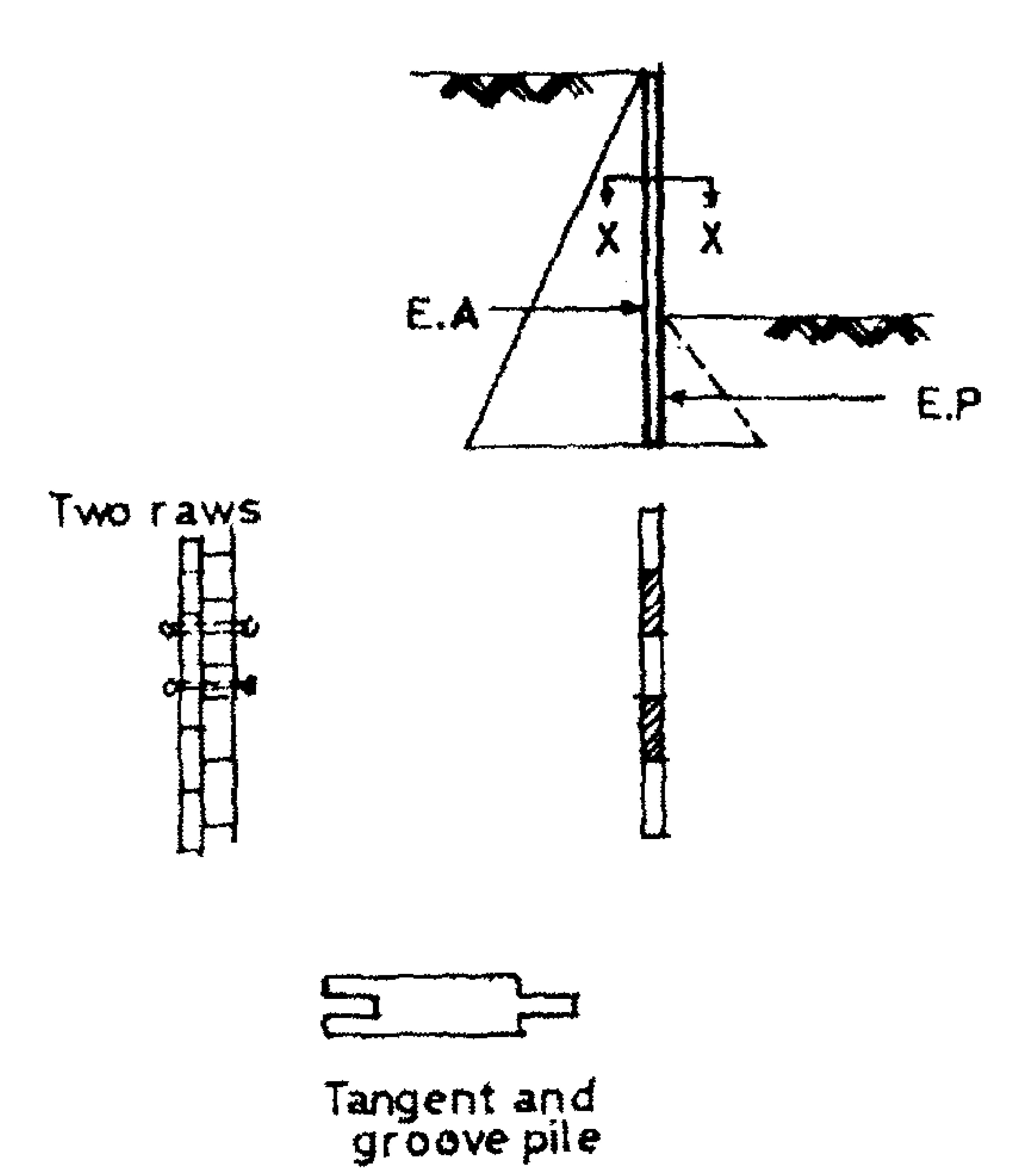
١. الخشب.

٢. الخرسانة المسلحة.

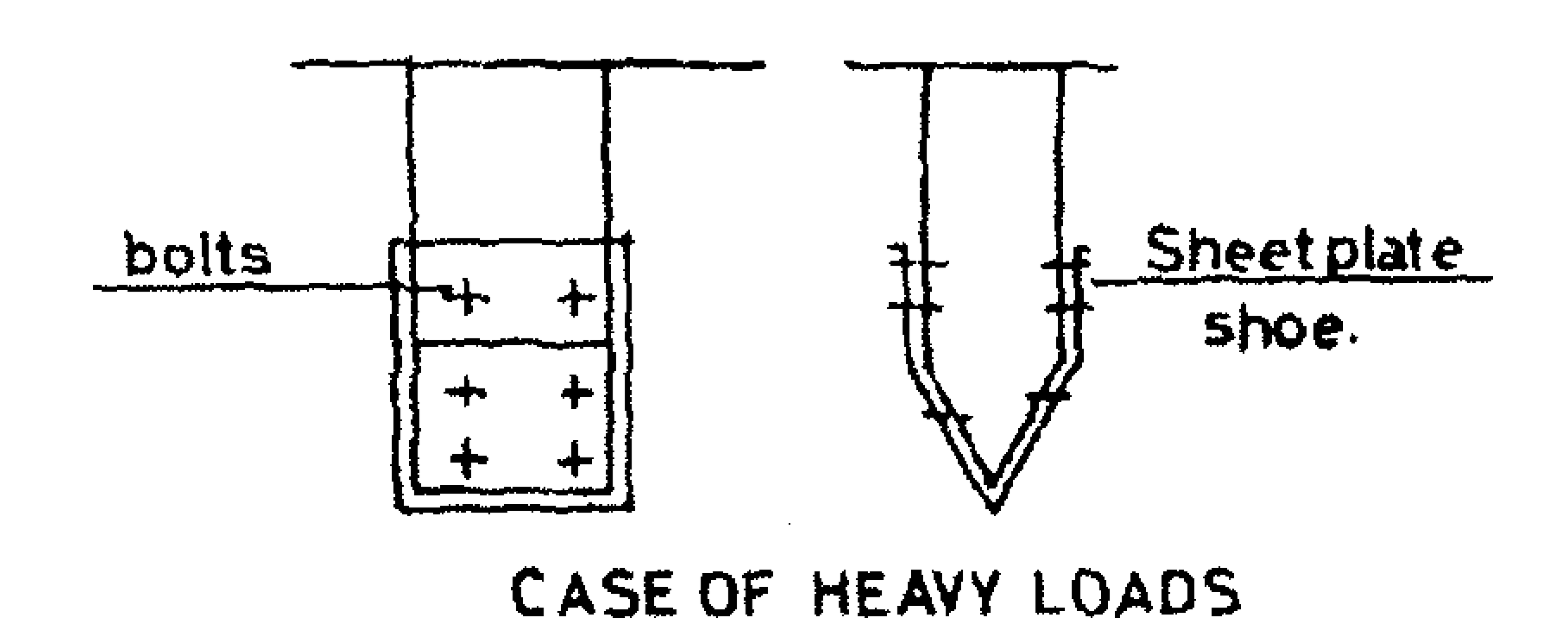
٣. الحديد.

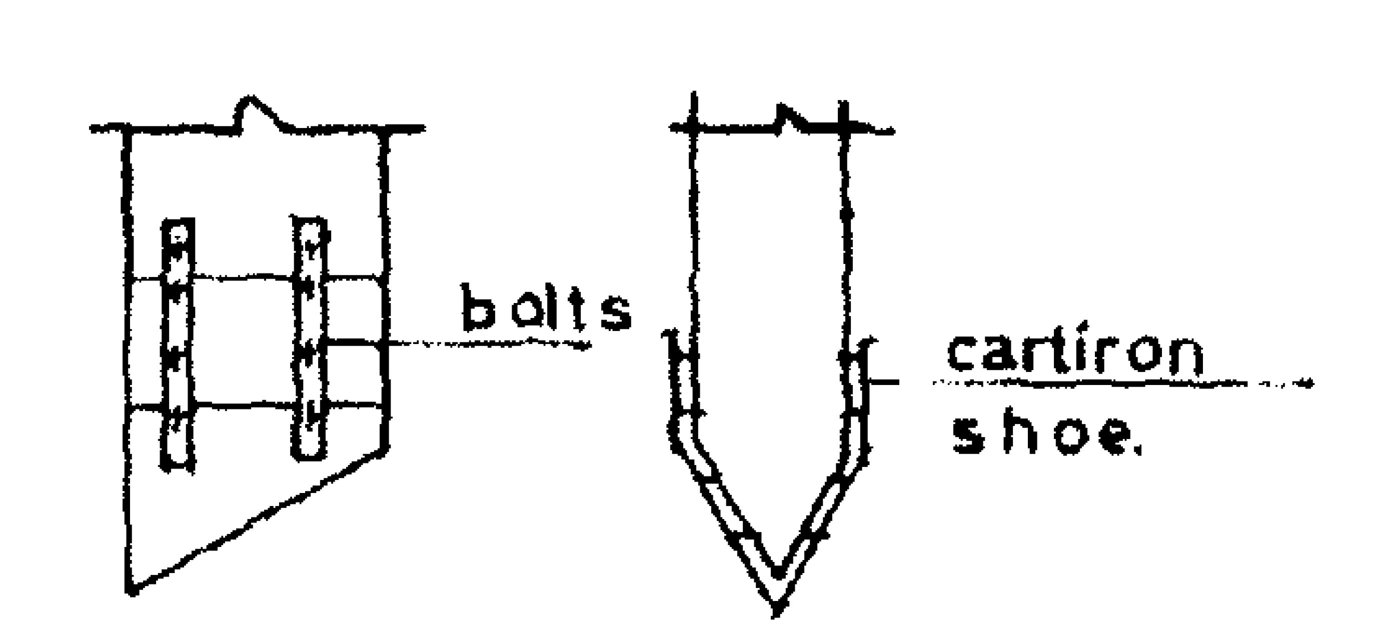
٤-٢ الخازوق اللوحي الخشبي Timber Sheet Pile

إن الخازوق اللوحي الخشبي يستخدم في الأعمال، ولحماية قدم الخازوق من التلف عند دقه داخل التربة الصلبة نستخدم حذاء من لوح مشكل وفي حالة دق الخازوق داخل طبقة من الزلط فإنه يجب استخدام حذاء من لوح حديد زهر مشكل يكون ضروريًا لحماية قدم الخازوق الحائطي من التلف.



الشكل ٤-٥: الخازوق اللوحي الخشبي





الشكل ٤-٦: كعب الخازوق المعدني للخوازيق الخشبية

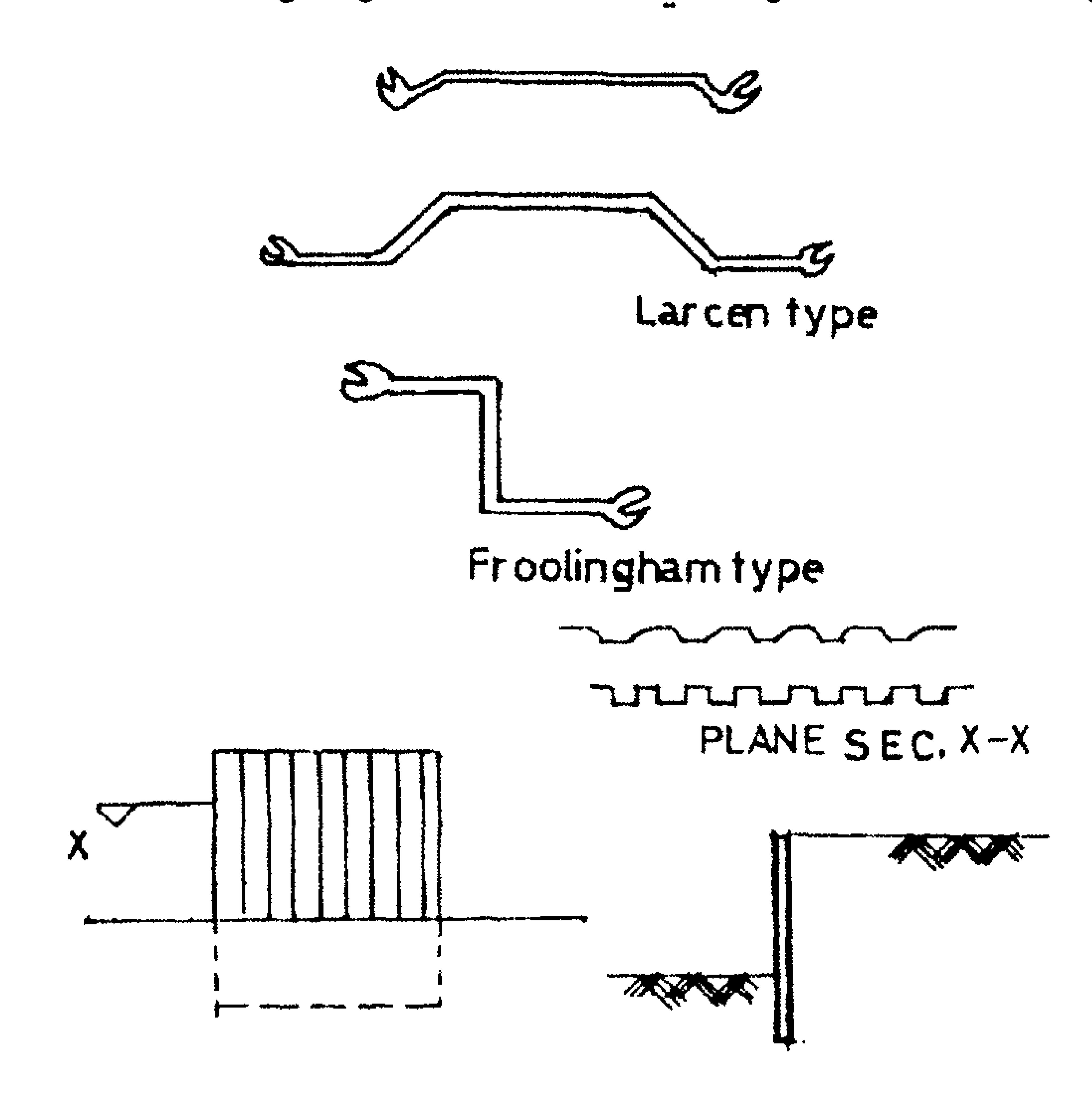
٣.٤ خازوق حائطي من الخرسانة المسلحة R.C. Sheet Pile

يستخدم هذا النوع من المنشآت الدائمة. هذا النوع يكون ذا متانة أكبر في الاستخدام في أشكال مختلفة. مثلاً حائط خازوقي مماس أو حائط خازوقي محزز (مشقوق) groove sleet، وأيضًا مثل الخازوق الحائطي الخشبي الخفيف في حالة عمليات الدق الثقيلة فإن قدم الخازوق الحائطي يجب حمايتها بواسطة حذاء الحديد الزهر.

الشكل ٤-٧: الخازوق اللوحي من الخرسانة المسلحة

٤.٤ خازوقي حائطي من الحديد Steel Sheet Pile

عمومًا بالنسبة للمنشآت المؤقتة وفي حالة الحفر الضيقة العميقة جدًا فإن الخازوق الحائطي الجديد يصنع بواسطة عدد من المكونات في أشكال مختلفة ومدهونة ضد الصدأ.



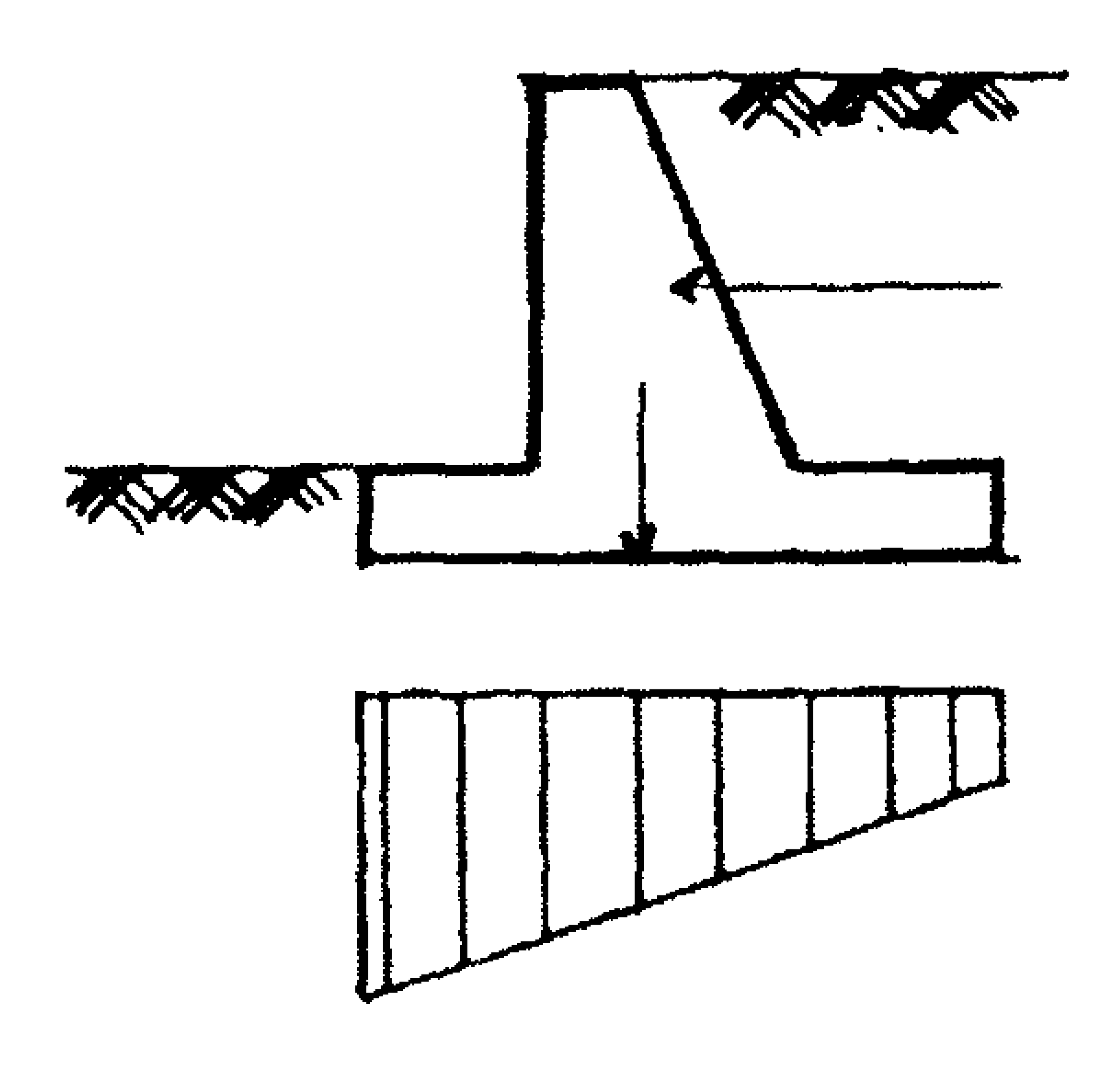
الشكل ٤-٨: الخازوق الحائطي من الحديد

٤-٥ الخازوق الحائطي اللوحي الكابولي Cantilever Sheet Pile Wall

إذا كان نسبيًا غير كبير أو مرتفعًا فإنه في هذه الحالة يمكن افتراض أن الخازوق الحائطي يكـون متينًا بكفاءة perfectly rigid. إن تصميم الخازوق الحائطي سوف يتكون من جزأين:

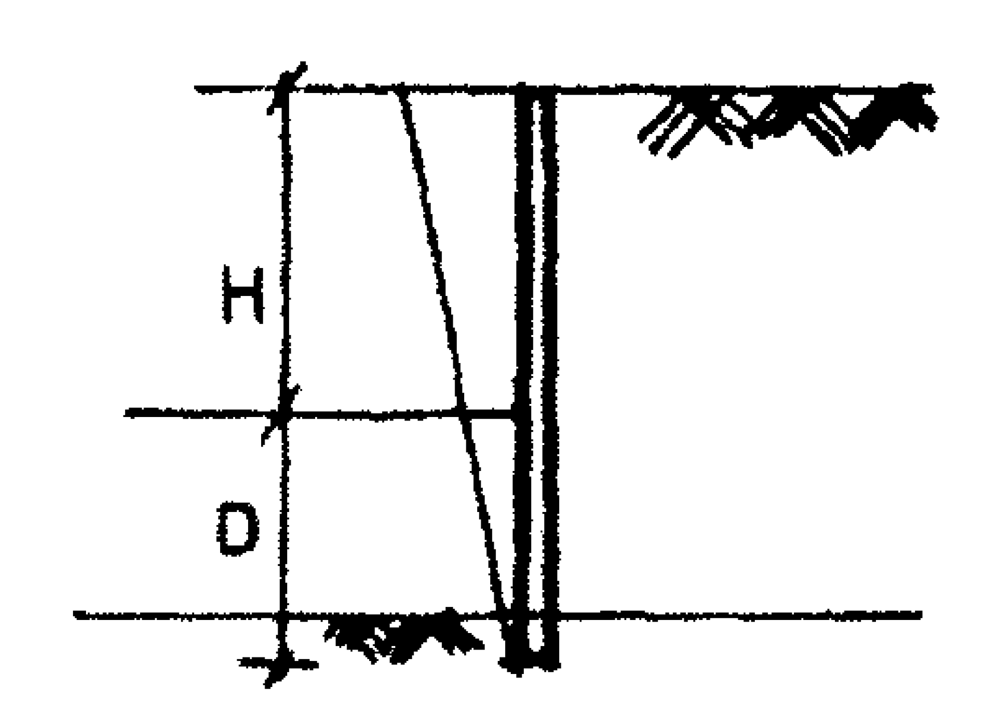
١. كاف لعمل وحدوث تثبيت كاف.

٢. حساب القطاع العرضي المطلوب للخازوق الحائطي اللوحي طبقًا لنوع المادة المستخدمة.



الشكل ٤-٩: حائط ساند تثاقلي وإجهاد التربة أسفله

وعمليًا فإن عمـق الاخـتراق للسـتارة اللوحيـة الخازوقيـة (الخـازوق اللـوحي) يـتم حسـابه بواسطة طرق مختلفة تبنى على افتراضـات مختلفـة. إن الطريقـة التاليـة هـي الطريقـة الأغلـب شيوعًا ومعروفة عالميًا:



الشكل ٤-١٠: التوزيع الخطي للضغط العرضي الفعال على الستارة اللوحية

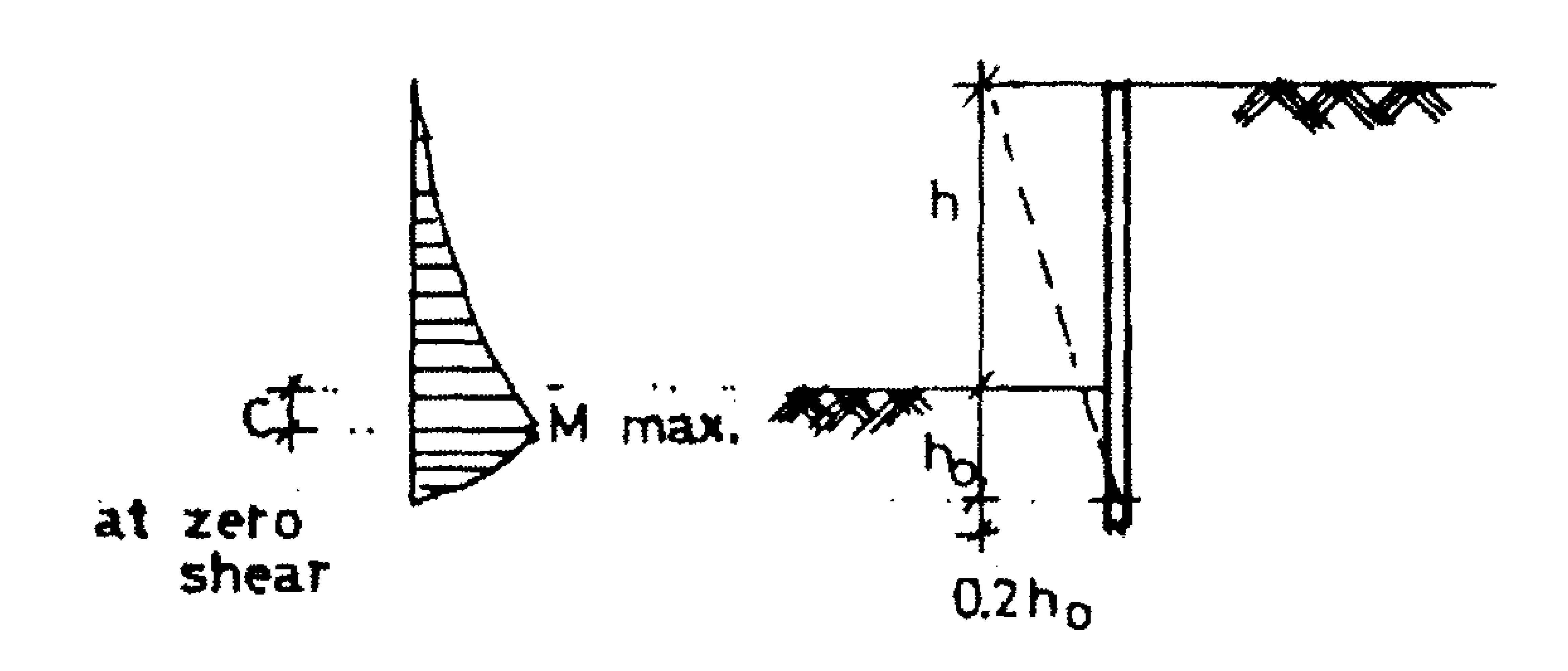
إن توزيع الضغط العرضي الفعال والضغط الفعـال المقـاوم علـى الخـازوق الحـائطي اللـوحي سوف يتم افتراضه موزع خطيًا كما يلي:

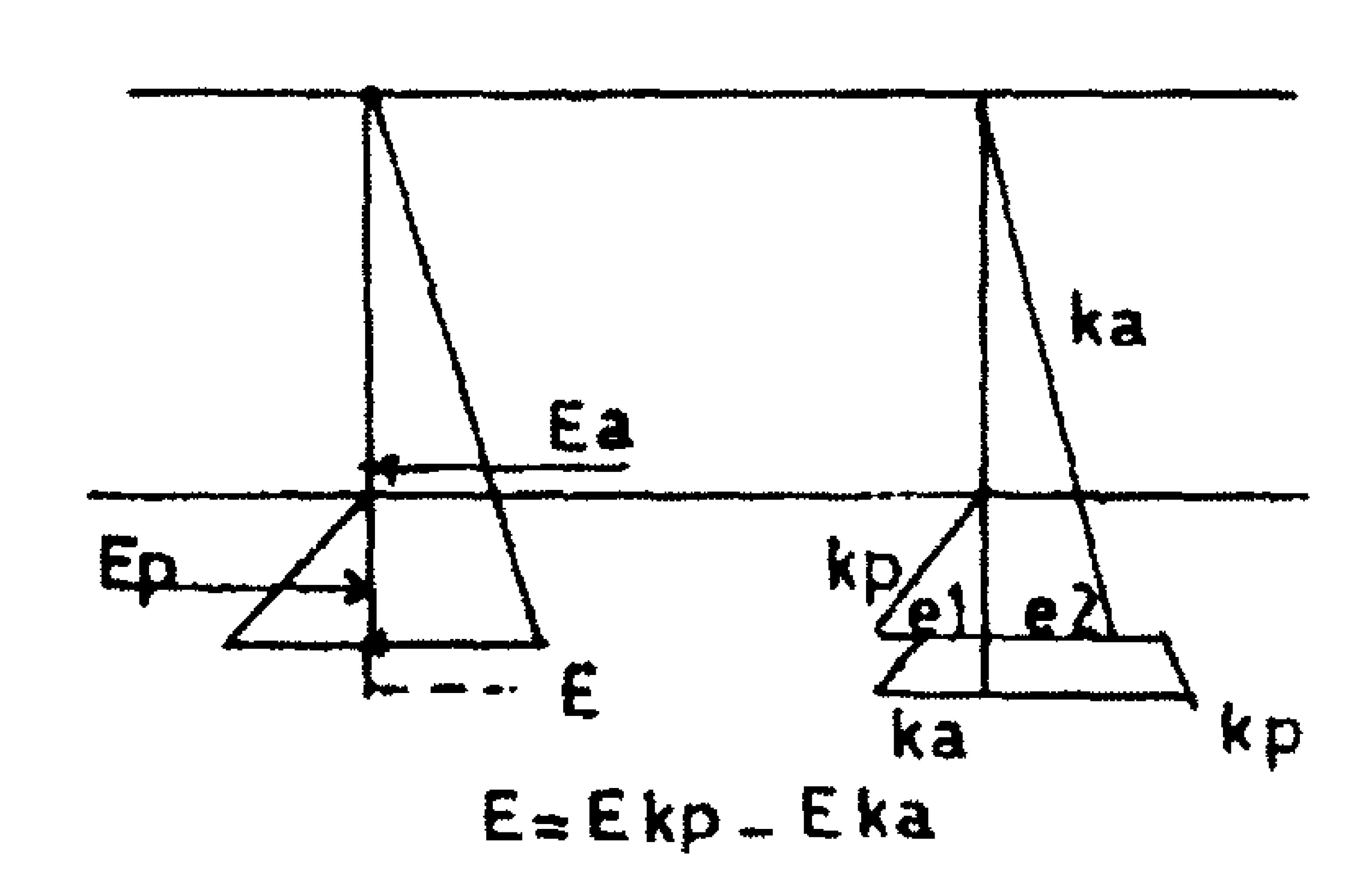
$$e_1 = \gamma h K_p$$

$$e_2 = \gamma (h_o + h) K_a$$

إن المسافة $d = h_o$ صغيرة (بالخبرة = 20% من ارتفاع الحائط).

ثم سوف نفترض أن القوة E تمر خلال نقطة الدوران حيث المسافة من نقطة التأثير لهـذه القوة إلى نقطة الدوران تكون صغيرة جدًا. إنه من الواضح أن هـذا الافـتراض لا يصـنع لـدينا أي خطأ ذي اعتبار.





الشكل ٤-١١: توزيع الضغط العرضي على الخازوق اللوحي الحائطي

حالات الاتزان

$$\sum E=0 \left(\sum x=0\right) \qquad (٤-١)$$

$$\sum M=0 \qquad (٤-٢)$$

وعند دراسة الاتزان فإن الحل سوف يكون أكثـر بساطة، وعنـد اسـتخدام المعادلـة ٤-٢ وذلـك بأخذ العزوم حول نقطة الدوران للتوزيع المعدل والذي منه سوف نحصل على قيمة h_o ثم سوف نجد قيمة d الصغيرة حيث $d=1.2h_o$.

إن القيمة التصميمية للعمق d سوف تكون:

$$d=\sqrt{2}\left(1.2h_o\right)$$

حيث $\sqrt{2}$ = يكون معامل أمان نستخدمه كبديل في بعض الأحيان بدلاً من استخدام معامل الأمان عن طريق زيادة عمق الاختراق.

ومع قيمة $\sqrt{2}$ فإن تخفيضًا يحدث في قيمة ضغط التربة المقاوم E_p وعندها نحصل على قيمة أكبر من قيمة d الصغيرة. هذا التخفيض يكون عادة $\frac{2}{3}E_p$. هذه الطريقة تستخدم في بعض أنواع التربة حيث d_{safe} تكون صغيرة في الطريقة التقليدية السابقة.

إن مخطط عزوم الانحناء للحائط الخازوقي اللوحي موضح بالشكل حيث $M_{\max}$ يجب أن تكون عند نقطة الصفر لقوى القص zero shearing force. هذا معناه أن عزم الانحناء يجب أن يكون تحت النقطة n.

ثم من خلال المعادلة $\sum S.F = 0$ نحصل على قيمة المسافة C، وعزم الانحناء عند النقطة C يمكن حسابه ويساوي $M_{\max}$ أقصى قيمة لعزم الانحناء. من قيمة $M_{\max}$ نحسب (نصمم) القطاع العرضي المطلوب للحائط اللوحي الخازوقي S.P.W للحديد والخشب ويكون معامل القطاع Z section modulus قيمته كالتالي:

$$Z = \frac{M_{\max}}{f_{\text{all}}}$$

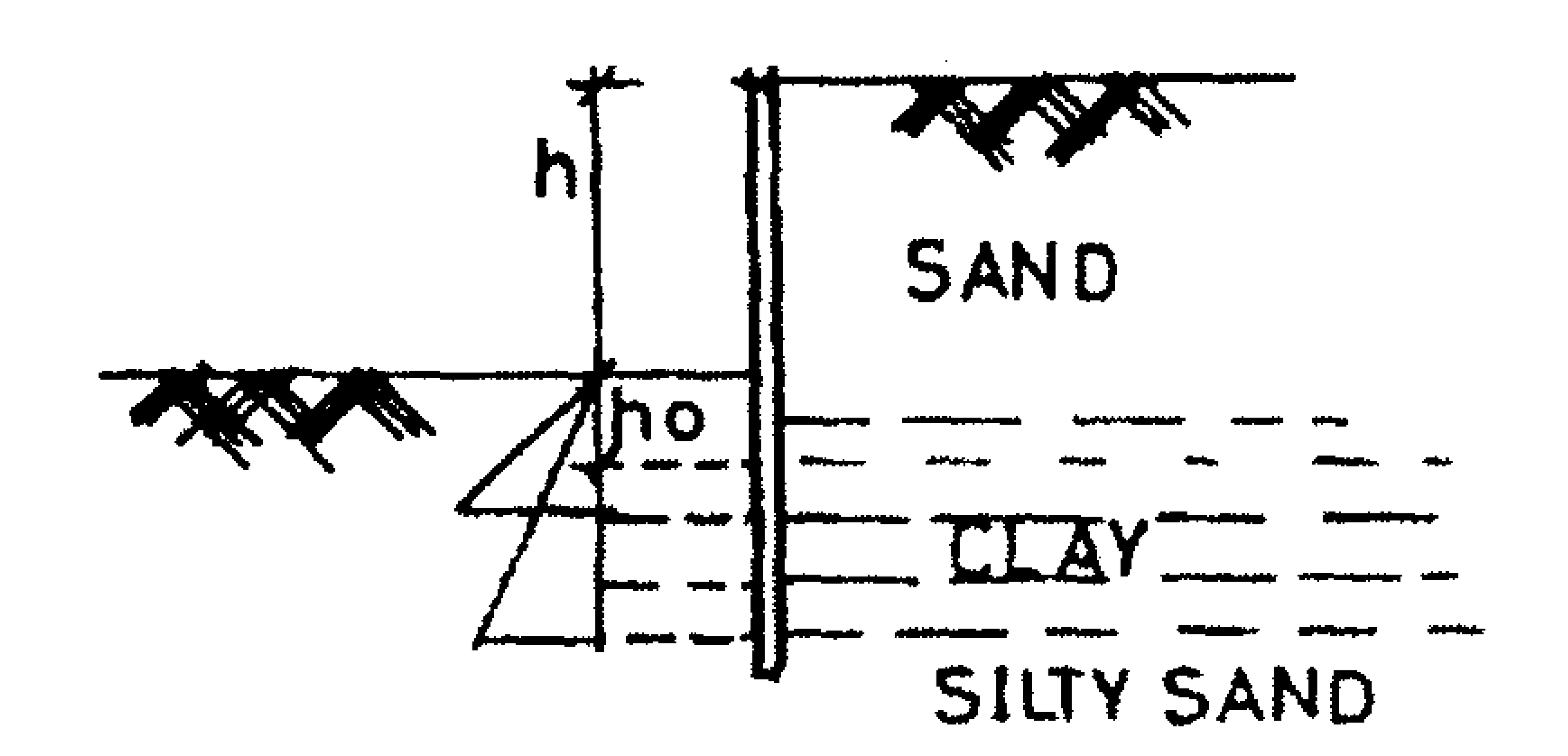
ولقطاع خرسانة مسلحة فإن عمق القطاع العرضي:

$$d = K_1\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{M}{K_2 \cdot d}$$

الجدول ٤-١: جدول يبين العلاقة بين نوع التربة وعمق الاختراق

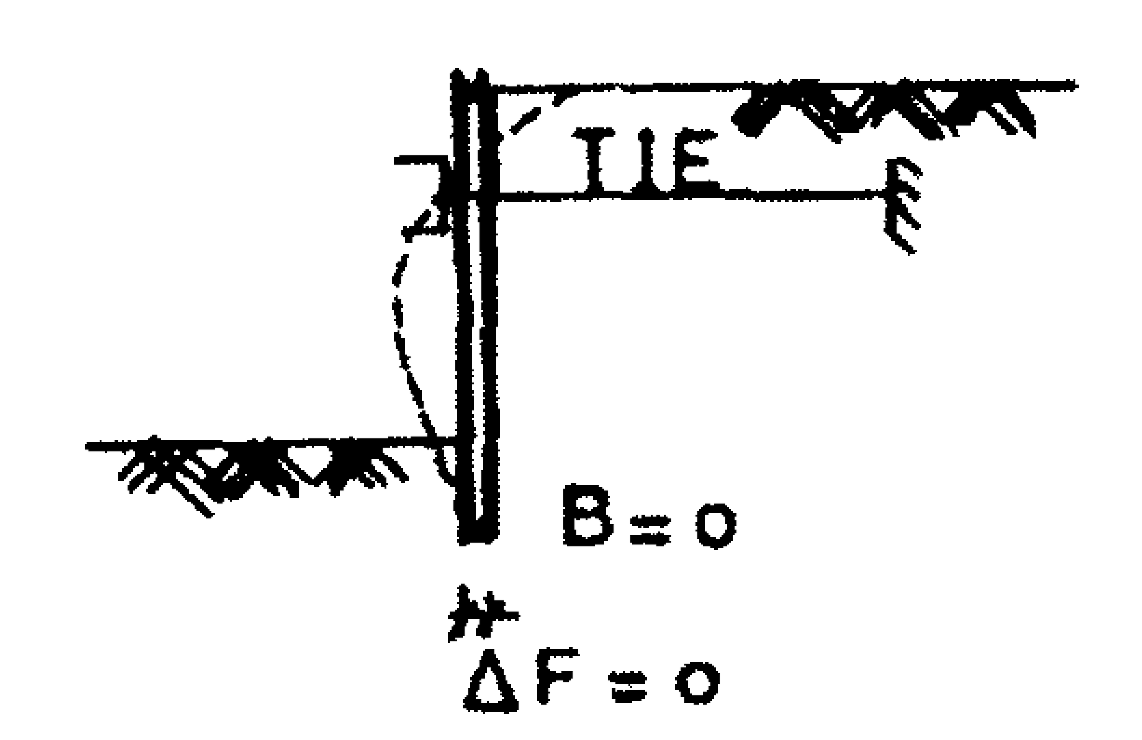
نوع التربة		عمق الاختراق
كثيفة	dense	$h_o = 0.75h$
صلبة	firm	$h_o = 1.00h_{o}$
سائبة	loose	$h_o = 1.50h$
سائبة جدًا	very loose	$h_o = 2.00h$



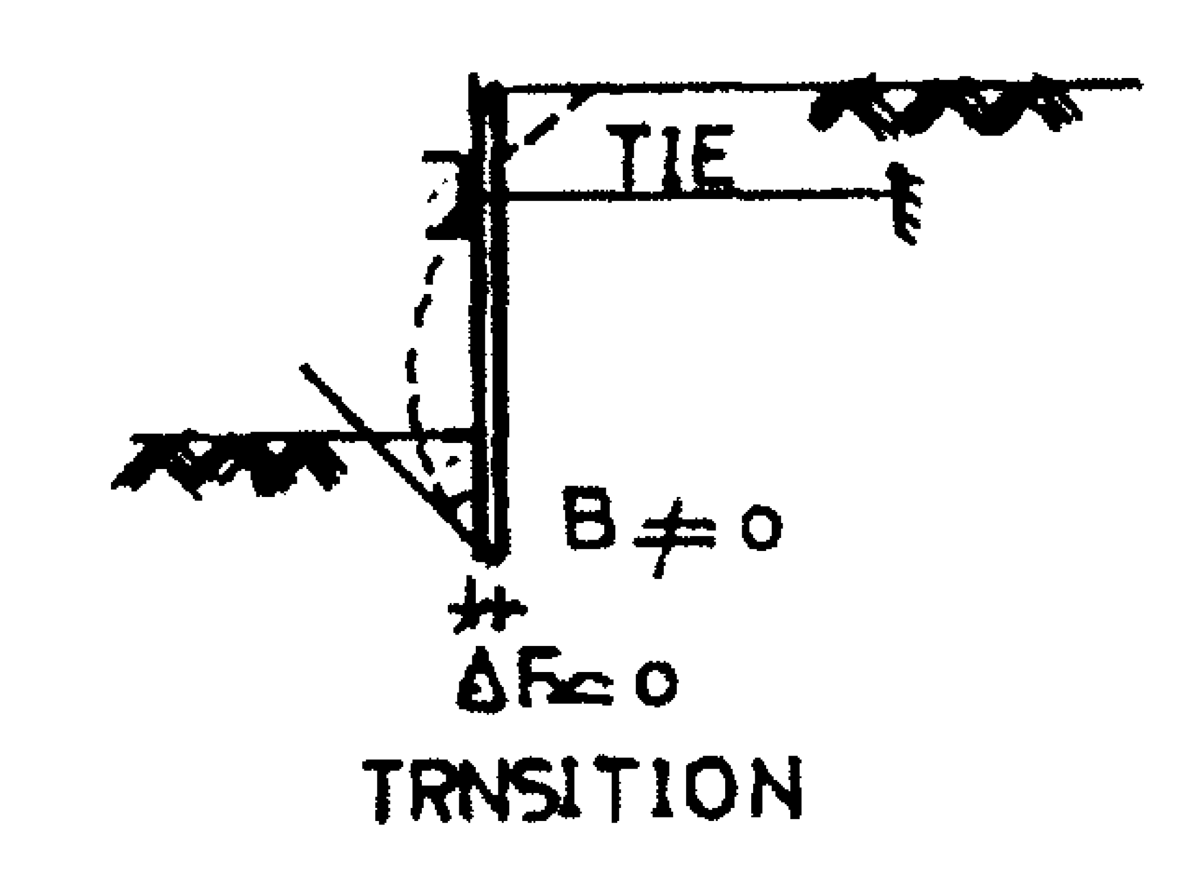
الشكل ٤-١٢: عمق الاختراق ونوع التربة في الخازوق اللوحي الحائطي

٤-٦ الحائط الخازوقي اللوحي المربوط *Anchored Sheet Pile Wall*

إن الخازوق الحائطي اللوحي المربوط يستخدم عندما يكون العمق المطلوب لسند التربة كبير نسبيًا (لذلك إذا استخدمنا خازوق حائطي لوحي كابولي فإن قطاع الخازوق وعمق الاختراق سيكونان كبيرين جدًا).



الشكل ٤-١٣: ركيزة من التربة مربوطة وثابتة



الشكل ٤-١٤: ركيزة من التربة حرة أو مربوطة

والحل الاقتصادي نحصل عليه بإضافة شدادة وحسب قيمة عمق الاختراق المطلوب فإن الأنظمة الاستاتيكية السابقة يمكن تطبيقها.

تصميم النهايات ذات الركيزة الحرة أو الركيزة المربوطة

حيث

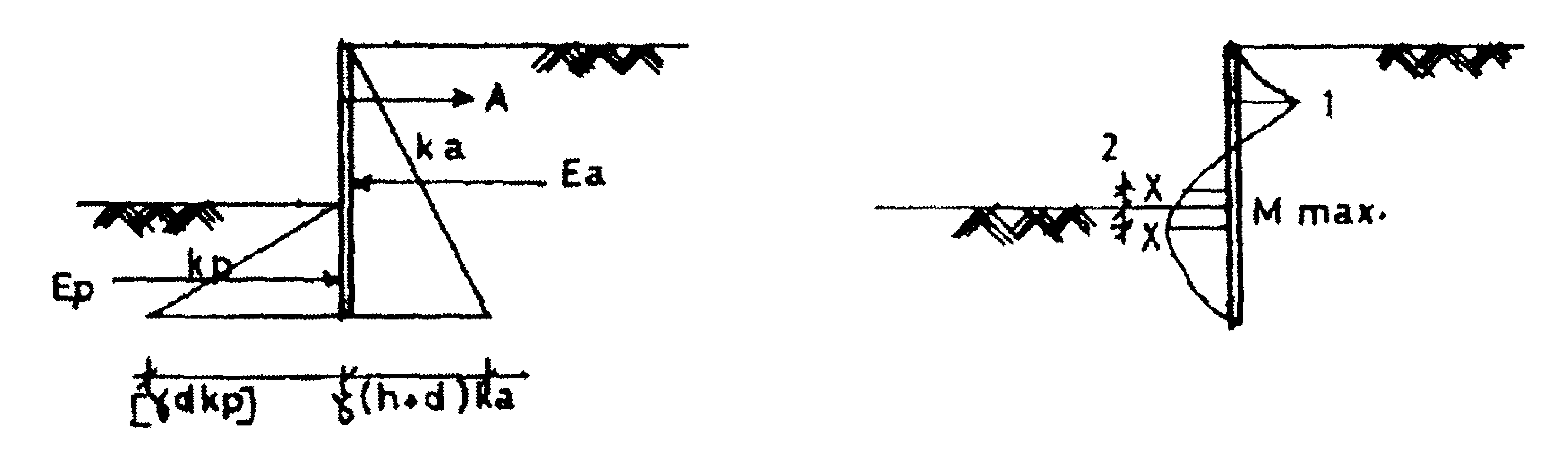
$$\sum X = 0 \qquad (٤-٣)$$

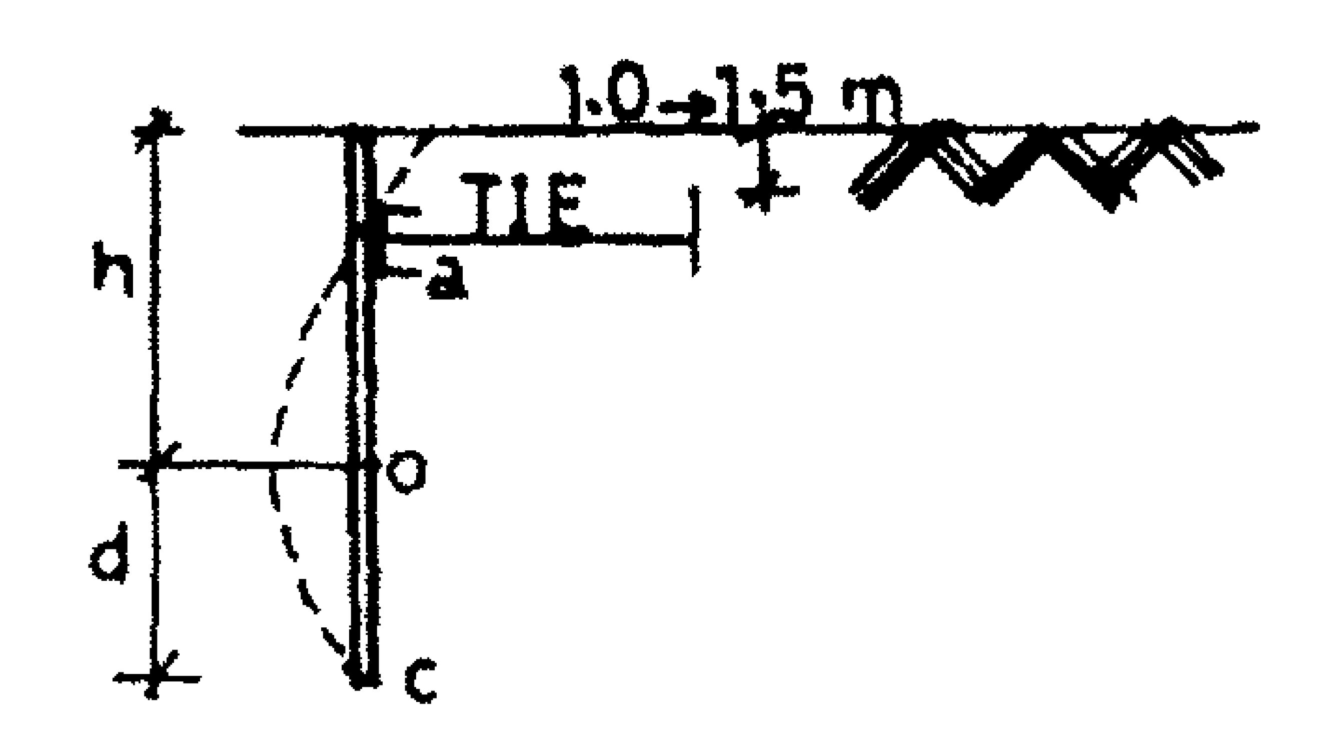
$$\sum M = 0 \qquad (٤-٤)$$

$$\sum X = 0, \qquad \sum M = 0$$

ولحل هذه المشكلة يوجد لدينا مجهولان d ، A بينما حالات الاتزان تكون بأخذ العزوم حول O لكل الخازوق الحائطي اللوحي. ونحصل على معادلة فيها d ، وبحل هذه المعادلة

نحصل على قيمة d. ثم بتطبيق المعادلة ٤-٤ نحصل على معادلة فيها القوة A غير معلومة وبحل هذه المشكلة نحصل على A.





الشكل ٤-١٥: الضغوط العرضية والعزوم والتشكلات في الستارة اللوحية

إن مخطط عزم الانحناء لخازوق الحائط اللوحي موضح حيث قيمة M_{max} يمكن أن نحصل عليها عند ثلاثة مواضع كما هو موضح. في الموضع 2، 3 فإن M_{max} يجب أن تكون عند نقطة الصفر لقوى القص. فإذا شكلنا معادلة من قوى القص = صفر عند مسافة x وقمنا بحل هذه المعادلة نحصل على قيمة x ثم نحصل على M_{max} من حساب المعادلة.

إن قيمة التصميم لعمق الاختراق (العمق الآمن) يمكن الحصول عليها باستخدام معامل أمان $= \sqrt{2}$ حيث:

$$d_{safe} = d\sqrt{2}$$

والطريقة الأخرى يمكن الحصول عليها بالحصول أولاً على قيمة d_{safe} إذا كان ضغط التربة المقاوم E_p يتم تخفيضه إلى $\frac{2}{3}$. ثم بحل المعادلتين ٤-٣، ٤-٤ فإن العمق الآمن يمكن الحصول عليه مباشرة كالتالي:

بالنسبة لخازوق حائطي لوحي من الحديد فإن:

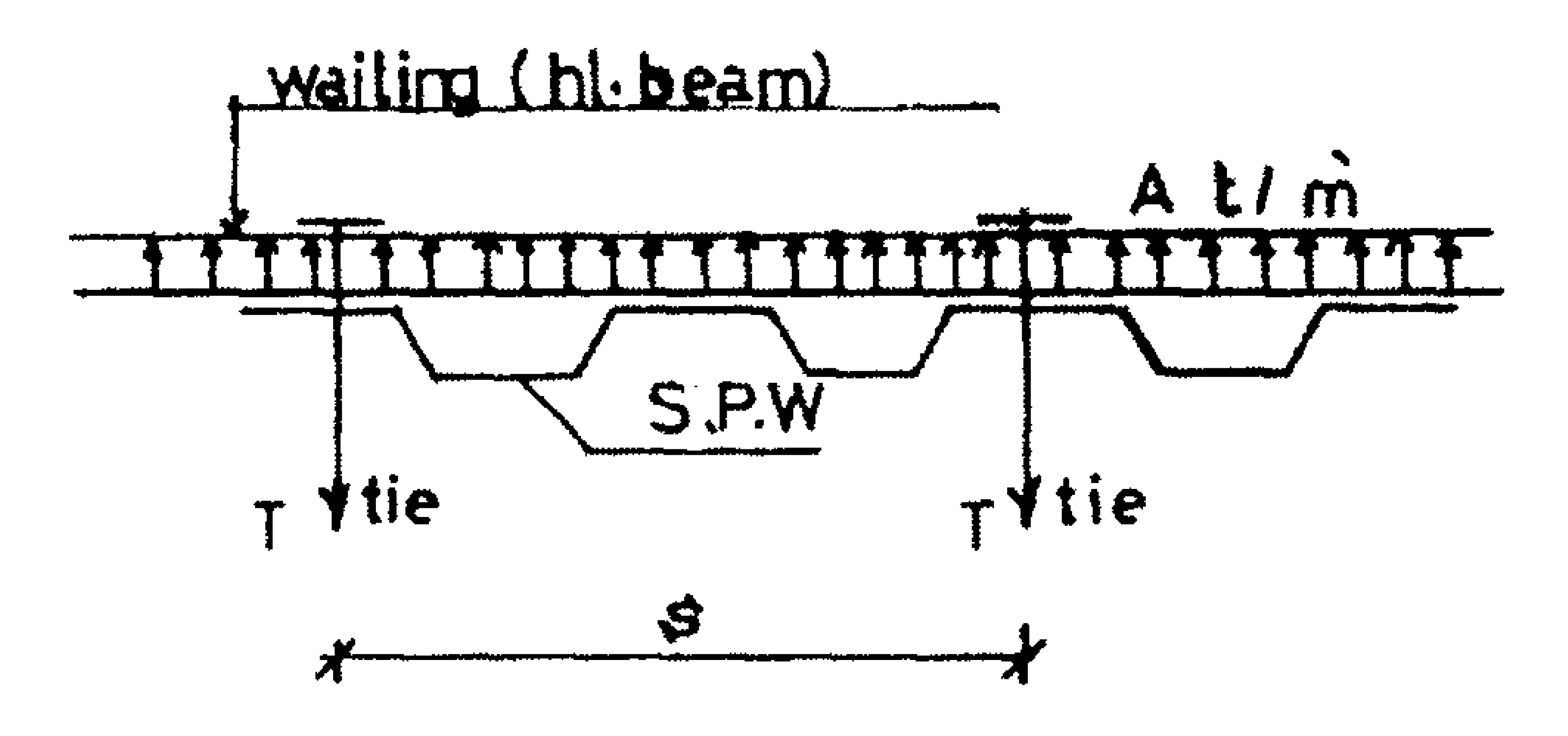
$$Z_{max} = \frac{M_{max}}{f_{all}}$$

وبالنسبة لخازوق حائطي لوحي من الخرسانة المسلحة فإن:

$$d = K_1\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{M}{K_2 \cdot d}$$

تصميم الشداد



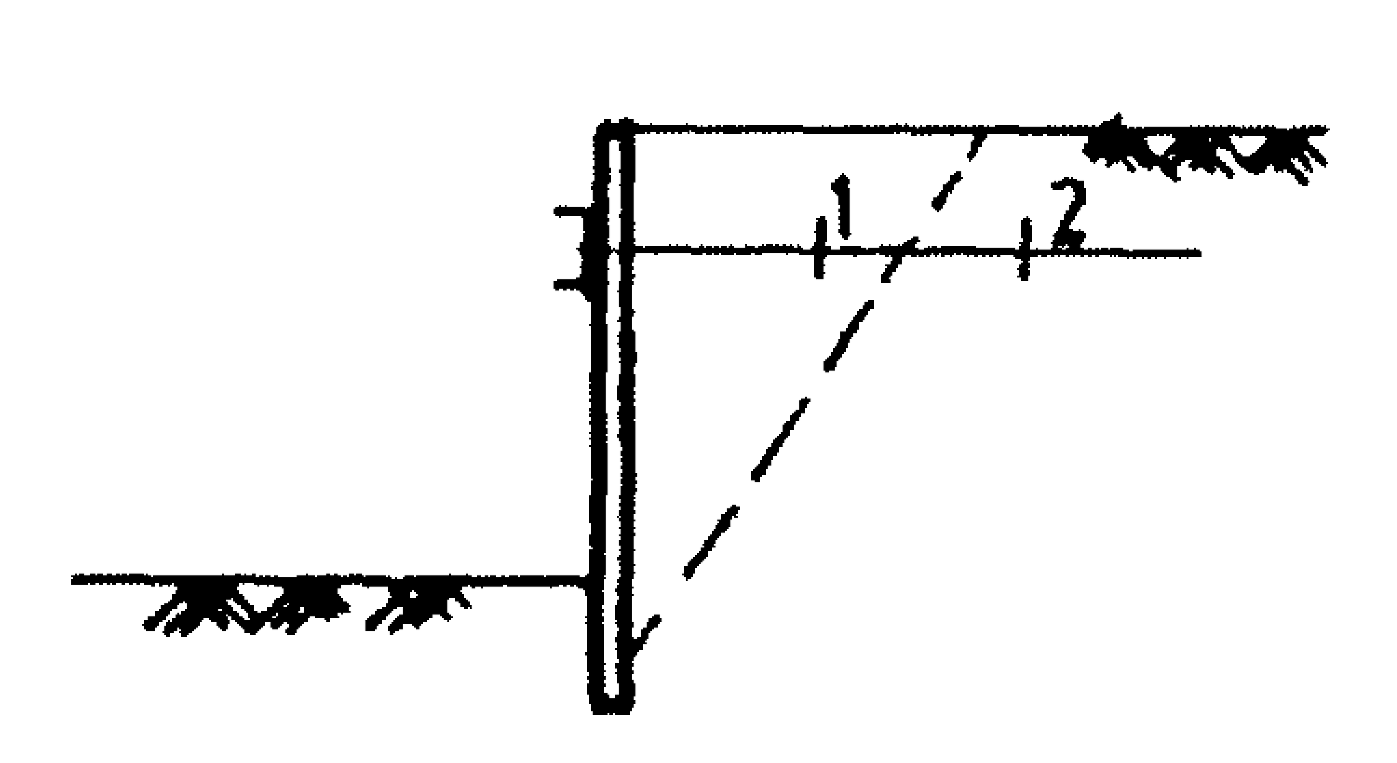
الشكل ٤-١٦: الأحمال المؤثرة على الشداد على طول المسافة البينية بين الشدادات

$$T = A \cdot S$$

$$A_s = \frac{T}{f_s(0.7-0.8)}$$

ويمكن أن نستخدم خطافات دورانية من الحديد على أساس أنها شدادات ذات أقطار تبدأ من 1.5 cm إلى 10.0 cm. إن شدادات من الخرسانة المسلحة يمكن أن تستخدم ويتم تصميمها على أساس كونها قطاعًا يتعرض إلى قوة شد محورية والمسافات بين قضبان الشد tie rods يمكن اختيارها حسب أبعاد القطاع العرضي للخازوق الحائطي اللوحي. إن التخريم holes في الستاير اللوحية S.P. لتركيب قضبان الشد يجب أن يتم صنعها بعد عمل الاختراق الكامل driving للخازوق الحائطي اللوحي.

إن الطريقة الموضحة نقترحها في التطبيق العملي للستاير اللوحية لتحديد أقل طول آمن لقضيب الشد في حالة الخازوق الحائطي اللوحي الحر الترابط anchored free.

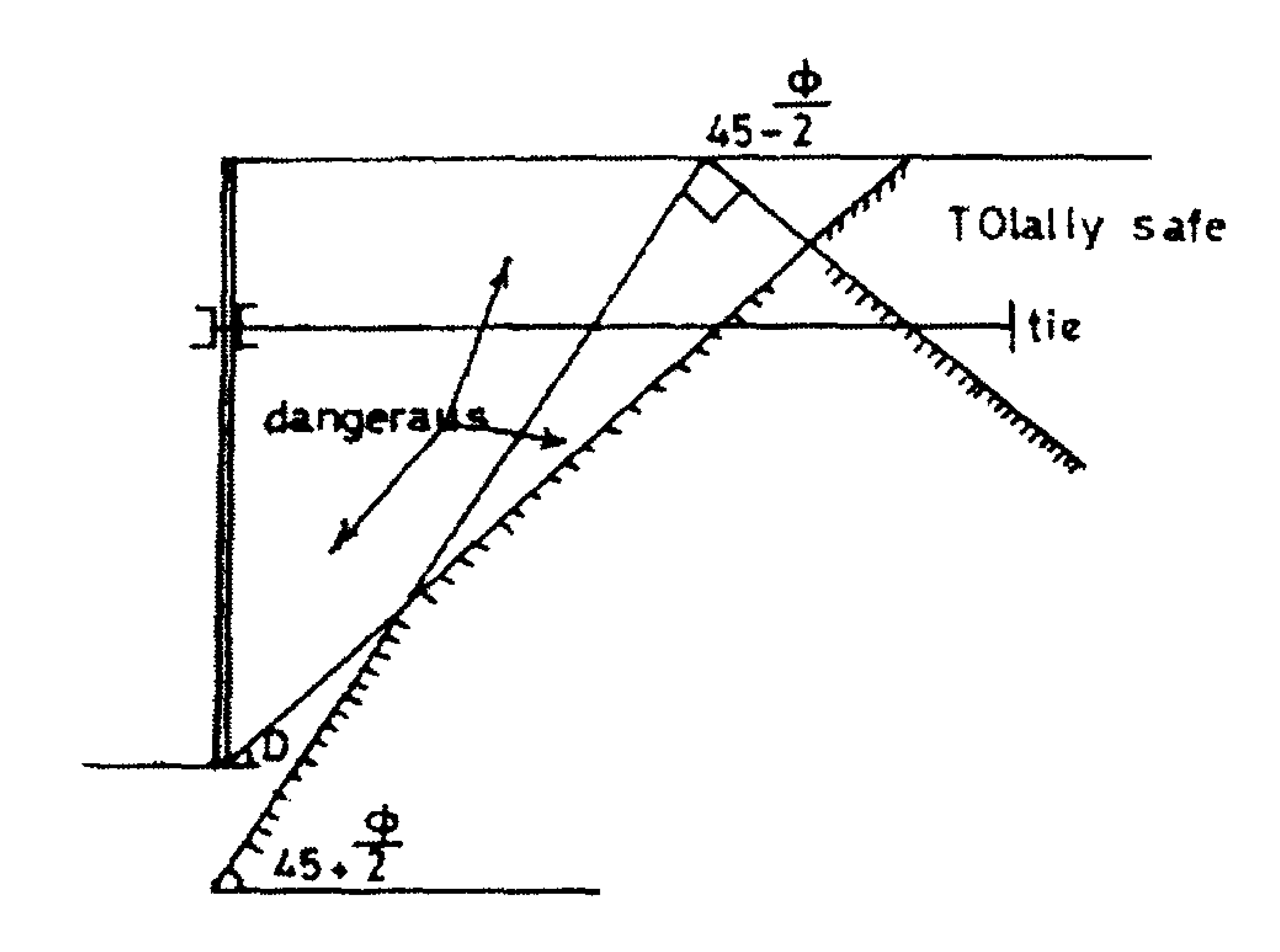


الشكل ٤-١٧: تحديد أقل طول آمن لقضيب الشد

تصميم الكمرة الأفقية (لوح الربط الأفقي)

إن لوح الربط الأفقي يتم تصميمه على أساس كون كمرة لمقاومة الإجهادات الكلية للانحناء والقص. وبالرجوع إلى الشكل الموضح في تصميم الشداد فمن الواضح أنه:

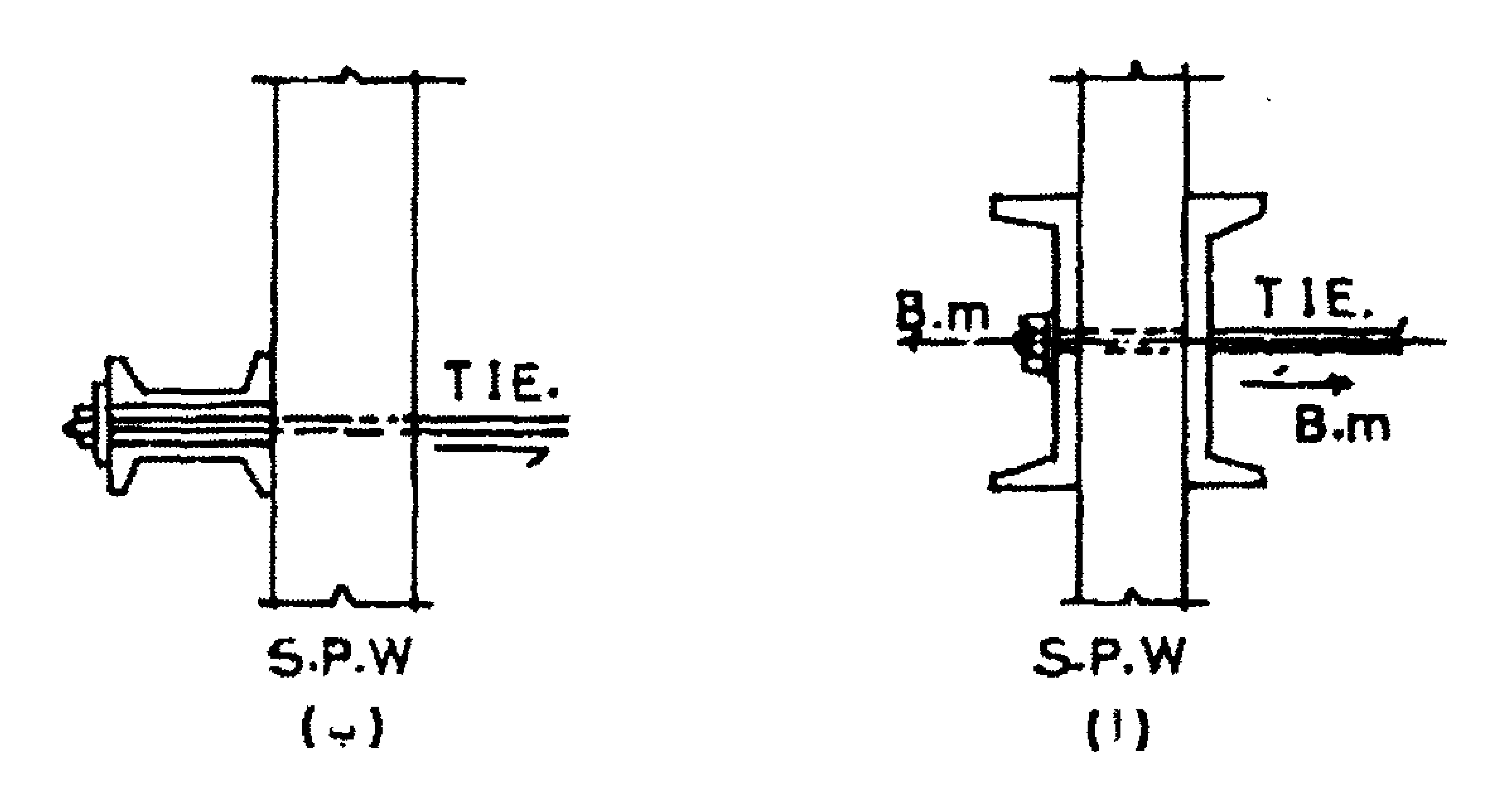
$$M_{\max.} = \frac{A \cdot S^2}{10}, \quad Q_{\max.} = \frac{A \cdot S}{2}$$



الشكل ٤-١٨: سطح الانهيار بالقص المحتمل خلف الستارة اللوحية مع بيان المنطقة الآمنة من ذلك

وتوجد ثلاث طرق لعمل لوح الربط الأفقي (الكمرة الأفقية):

- الطريقة الأولى: موضحة بالشكل ٤-١٩"أ".
- الطريقة الثانية: موضحة بالشكل ٤-١٩"ب".
- الطريقة الثالثة: مثل الطريقة الثانية، ولكن تستخدم كمرة واحدة على شكل مجرى.



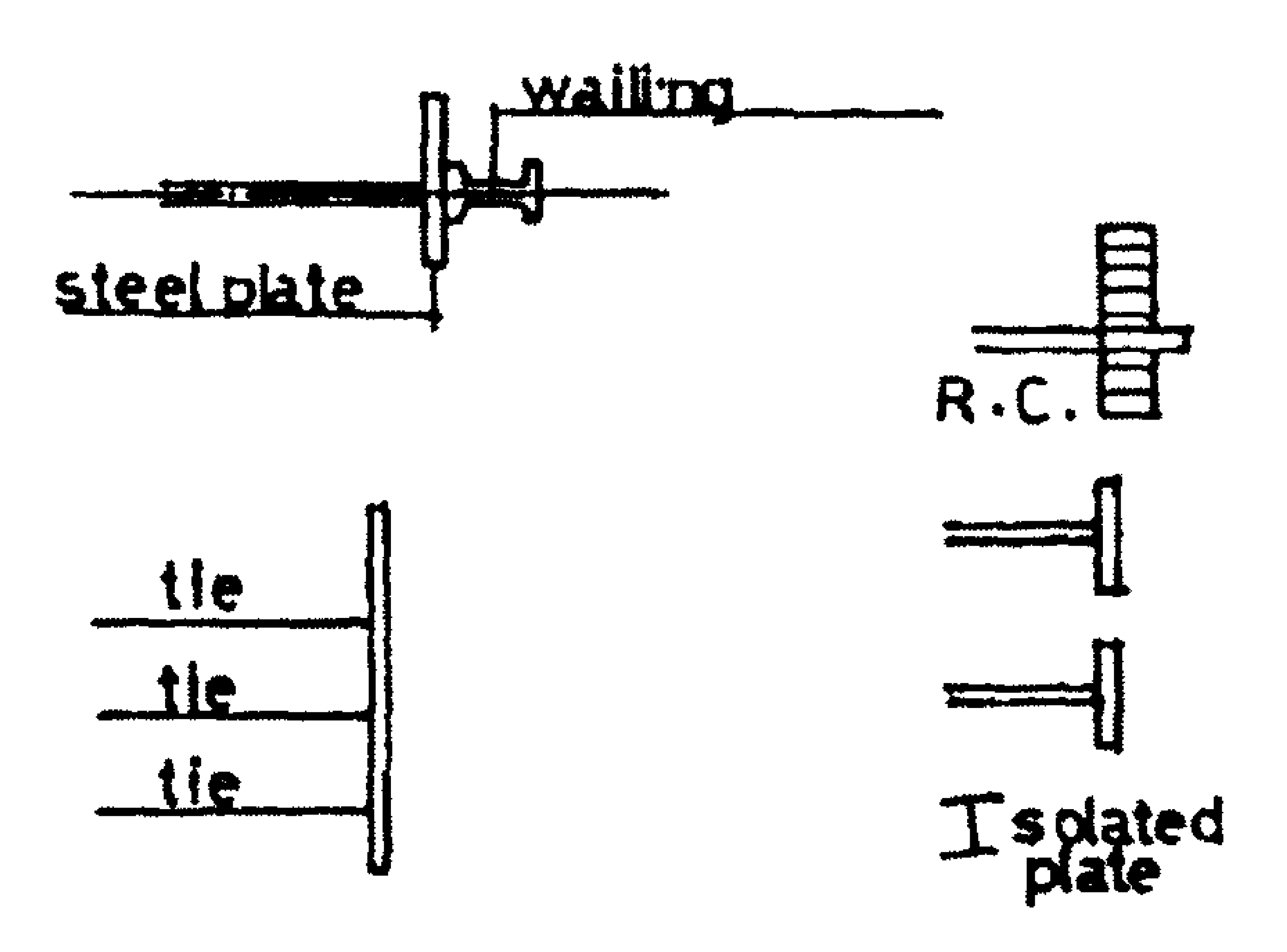
الشكل ٤-١٩: طرق عمل لوح الربط الأفقي

في الشكل ٤-١٩"أ" سمك الخازوق الحائطي اللوحي يساعد في مقاومة M العزم على الكمرة. في الشكل ٤-١٩"ب" المحور الذي حوله يتفاعل عزم الانحناء ينتقل بعيدًا عن الخازوق الحائطي اللوحي. إن عزم انحناء كبير يمكن أن نستخدم معه النوع الثاني (الشكل ٤-١٩"أ") أما عزوم الانحناء الصغيرة فيمكن أن نستخدم معها النوع الأول (الشكل ٤-١٩"ب").

الربط اللوحي عند الردم الخلفي

يوجد نوعان من الربط اللوحي في الردم الخلفي وهما:

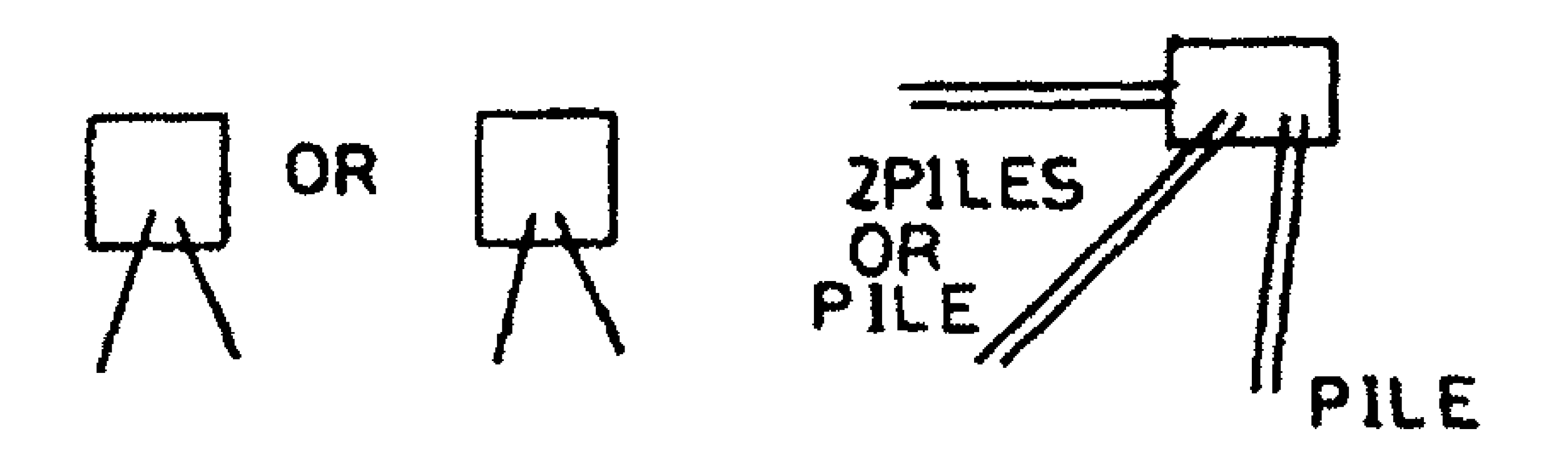
١. *لوح ربط*



الشكل ٤-٢٠: ألواح الربط (أشكال مختلفة)

٢. *خازوق ربط*

في هذا النوع فإن الوسادة تكون كافية أن تصبح في منطقة تثبيت جزئي لتكون آمنة وهي ليس ضروريًا أن تكون في منطقة التثبيت الكلي.

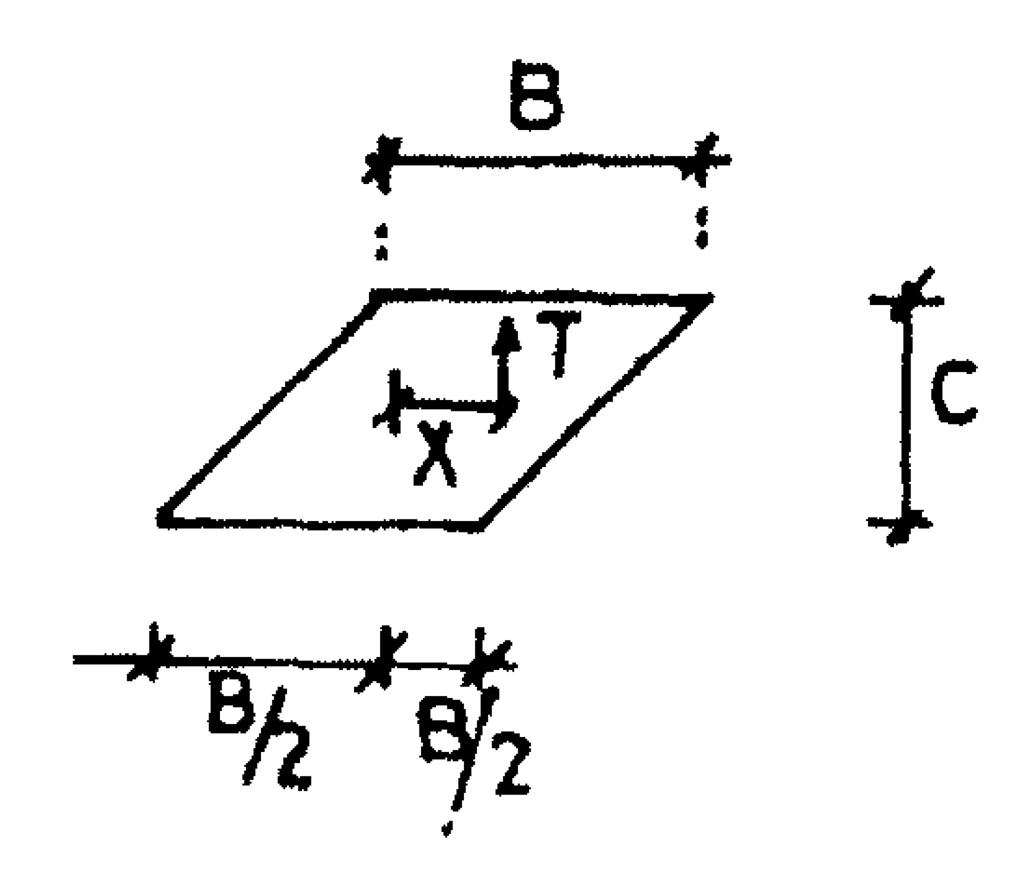


الشكل ٤-٢١: توضيح لخازوق الربط

تحديد أبعاد لوح التربيط (الرجل الميت)

$$\sum x=0, \qquad \sum M=0, \qquad T=E_p-E_a$$

إن القوة T يجب أن تكون على خط مفعول كل من E_a ، E_p .

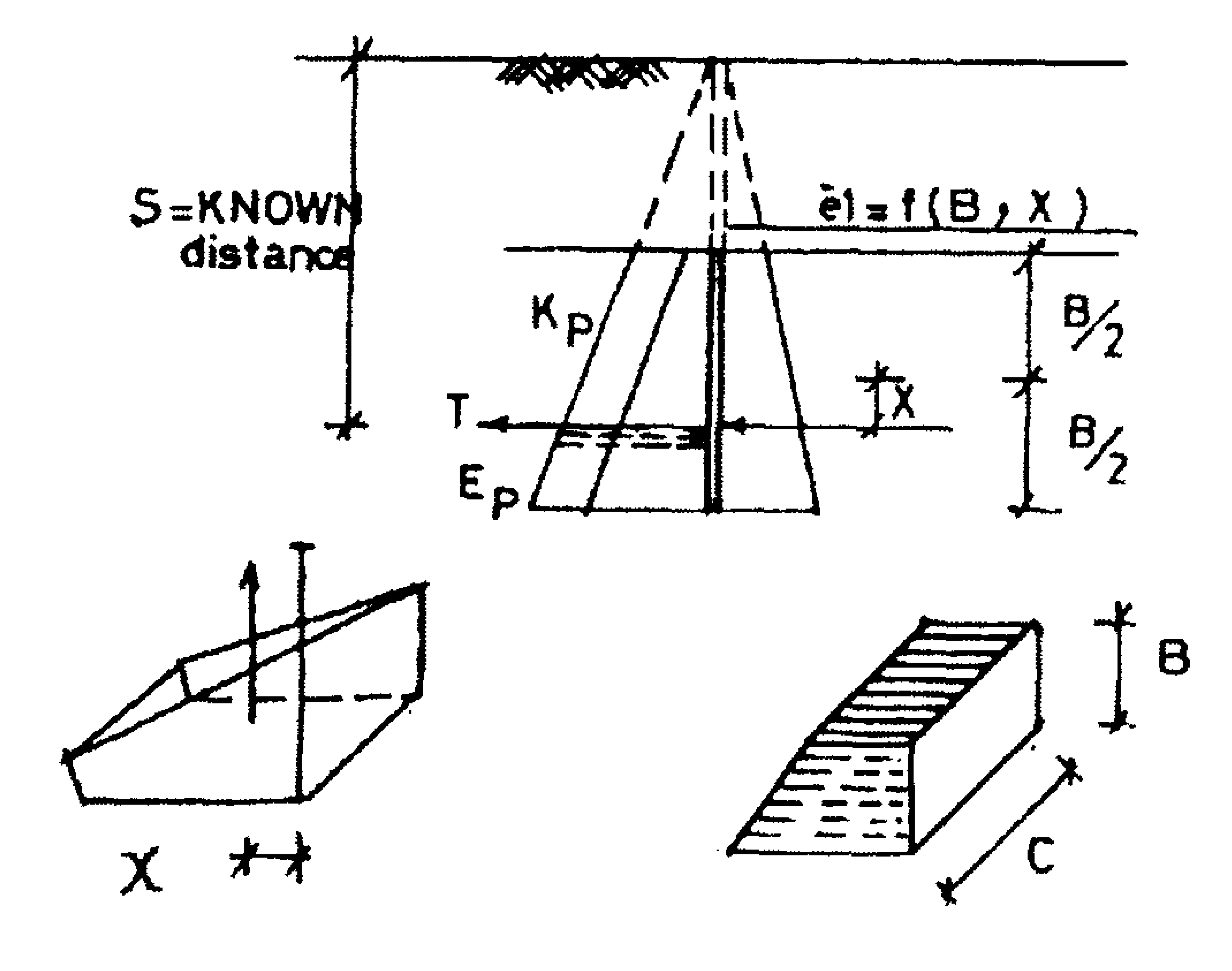


الشكل ٤-٢٢: أبعاد لوح التربيط

$$N=T, \qquad M=T\cdot X$$

$$f_{C-e}=-\frac{N}{A}\pm\frac{T\cdot X}{I}\cdot\frac{B}{2}$$

$$I=\frac{CB^3}{12}$$



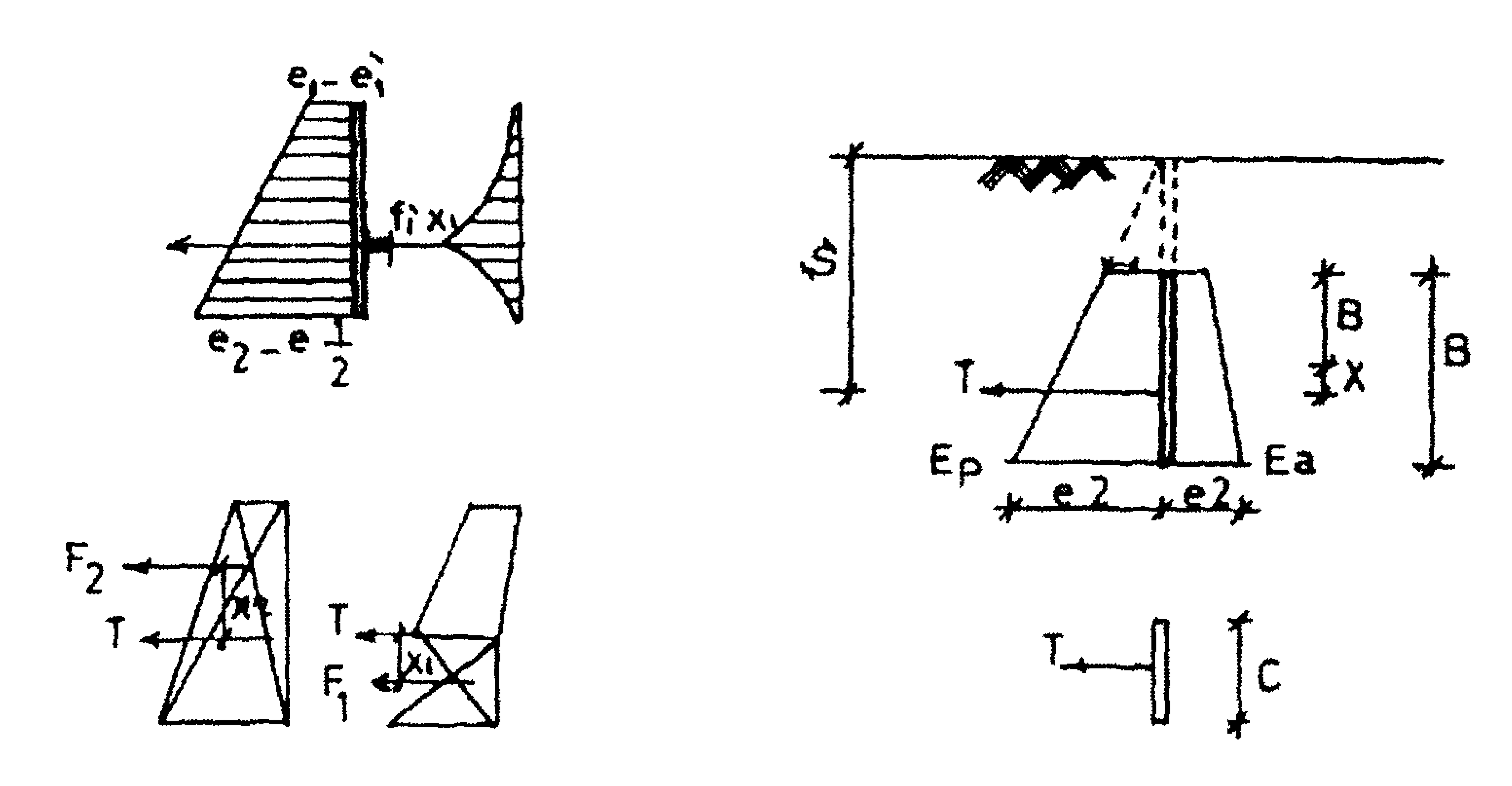
الشكل ٤-٢٣: الإجهادات الكلية المؤثرة على لوح التربيط

إن الطريقة في هذه الحالة سوف تكون كالتالي:

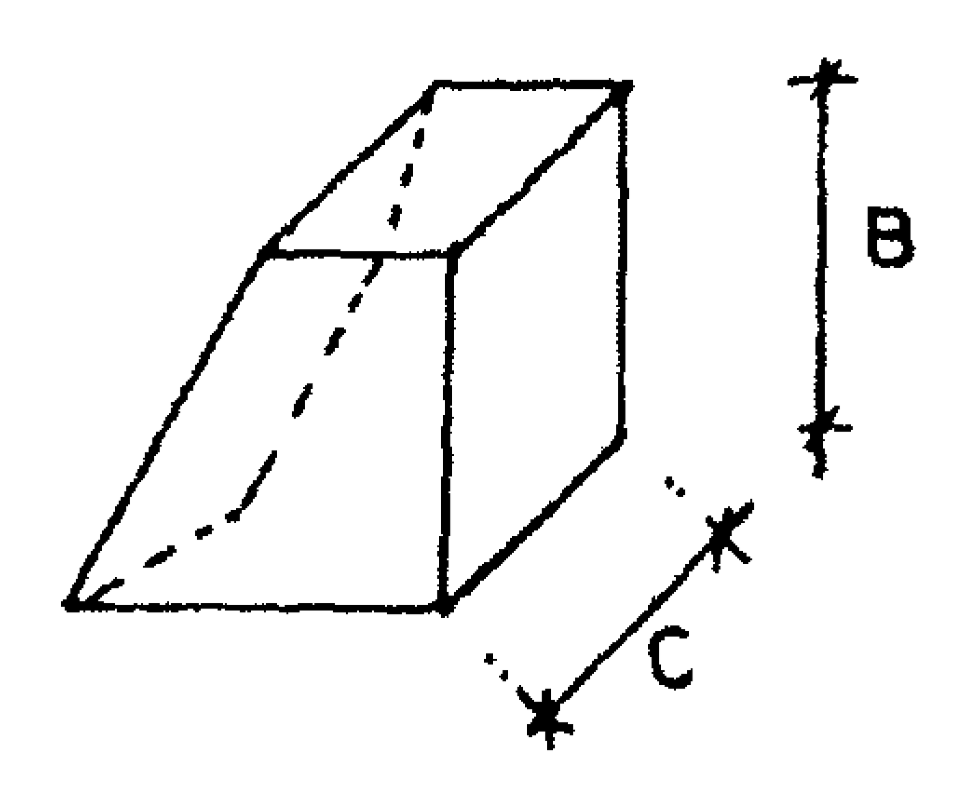
- لحساب أبعاد الألواح فإن قيمة C يمكن أن نفترضها وتكون كل من B ، X غير معلومين.
- إن قيمة B ، X يمكن أن توجد بدراسة معادلتين في مجهولين.

$$T=\left(E_p-E_a\right)C \qquad (٤-٥)$$

$$f_1=\left(e-e^{\backslash}\right)=\frac{T}{B\cdot C}-\frac{T\cdot X}{CB^3/12}\cdot\frac{B}{2} \qquad (٤-٦)$$



الشكل ٤-٢٤: القوى وعزوم الانحناء المؤثرة على لوح التربيط



الشكل ٤-٢٥: مخروط القوى المؤثرة في الفراغ

$$Z = \frac{M_{\text{max.}}}{f_{\text{all}}} \rightarrow \text{steel}$$

أو

$$d = K_1 \sqrt{\frac{M}{1.0\text{m}}} \rightarrow \text{R.C}$$

بتطبيق المعادلة $\sum x = 0$ سوف نجد الآتي:

$$T = C\left(E_p - E_a\right) \qquad (٤-٧)$$

وهي نفس المعادلة ٤-٥.

في المعادلة ٤-٧ فإن B ، X غير معلومين عند دراسة شرط الاتزان أن $\sum M = 0$ نتيجة T ، E_p ، E_a سوف تحصل على القوة T والتي يجب أن تكون على نفس خط مفعول محصلة ضغط التربة الصافي.

$$\gamma K_{ap}\left(h - \frac{B}{2} - X\right)$$

من الدراسة السابقة فإنه من الواضح أنه يمكننا اعتبار كأن القوة T غير مركزية وقيمتها تساوي X على القطاع B.C وإذن فإن قيمة الإجهاد العمودي على هذا القطاع يمكن حسابه من المعادلة الآتية:

$$f=\frac{N}{A}\pm\frac{M\cdot y}{F}$$

وهذا معناه أن:

$$e_1-e_2=\frac{T}{B\cdot C}-\frac{T\cdot X}{C\cdot B^3/12}\cdot\frac{B}{2}$$

أيضًا فإن:

$$e_2-e_2^{\prime}=\frac{T}{B\cdot C}-\frac{T\cdot X}{C\cdot B^3/12}\cdot\frac{B}{2}$$

أي واحد من المعادلتين السابقتين يمكن اعتبارها المعادلة الثانية. من المعادلتين ٤-٥، ٤-٦ يمكن أن نحصل على X ، B . وباعتبار أن اللوح لكل متر واحد طولي والكمرة الأفقية $H^{\prime}$ موضحة بالشكل. إن مخطط عزم الانحناء على اللوح سوف يكون تصميمه نمطي عند نقطة تأثير القوة T كما هو موضح بالشكل ٤-٢٤.

وفي حالة لوح تربيط حديد فإن سمك اللوح يمكن أن توجده من المعادلة التالية:

$$Z=\frac{M_{\text{max.}}}{f_{\text{all.}}}$$

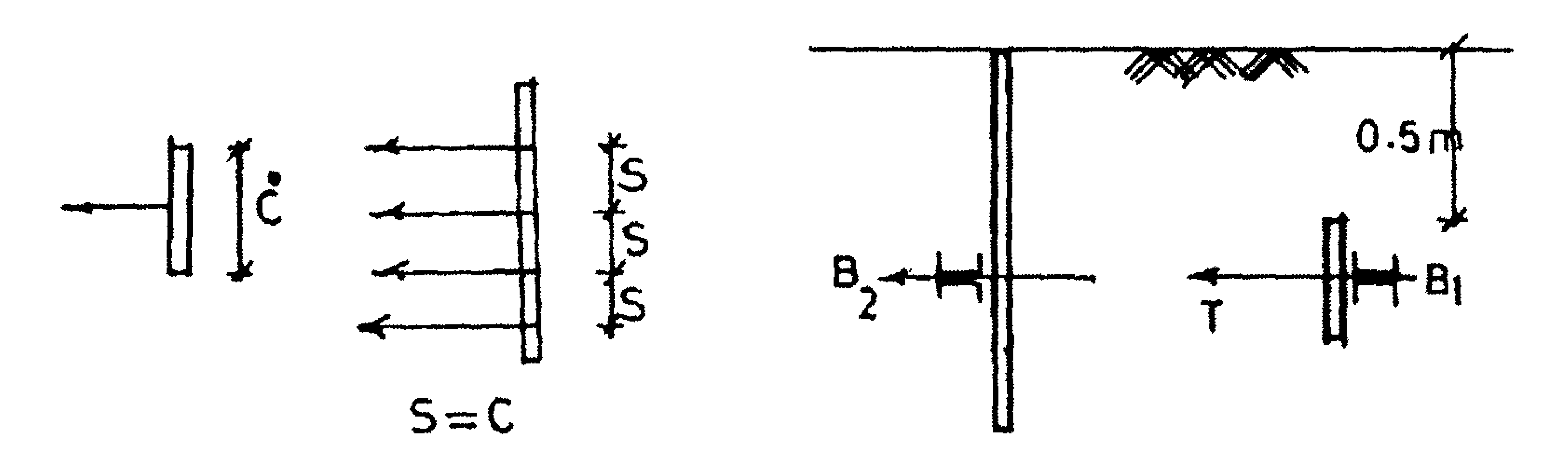
وفي حالة لوح بلاطة خرسانة مسلحة فإن العمق وحديد التسليح يمكن أن توجدهما من المعادلتين التاليتين:

$$d=K_1\sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s=\frac{M}{K_2\cdot d}$$

إن تصميم الكمرة الأفقية في اتصالها مع لوح التربيط سوف يكون بنفس أفعال الانفعالات B.M ، S.F ، N.F كما سبق حسابها من قبل. إن الكمرة الأفقية سوف تتصل مع لوح التربيط فإذا كان موضع لوح التربيط وقيم B ليست معقولة فإن الأبعاد السابقة يجب إعادة حسابها ونحاول بقيم أخرى من C حيث C أقل قيمة له $=1.0\text{ m}$.

فإذا قمت بحل المسألة على أساس كونها مستمرة (كأنها كمرة مستمرة) فإنك ستحصل على B ، C بقيم صغيرة جدًا. لذلك سوف نعتبر افتراض أن الخازوق اللوحي الحائطي يكون منفصلاً لكي نوفر في الكميات.



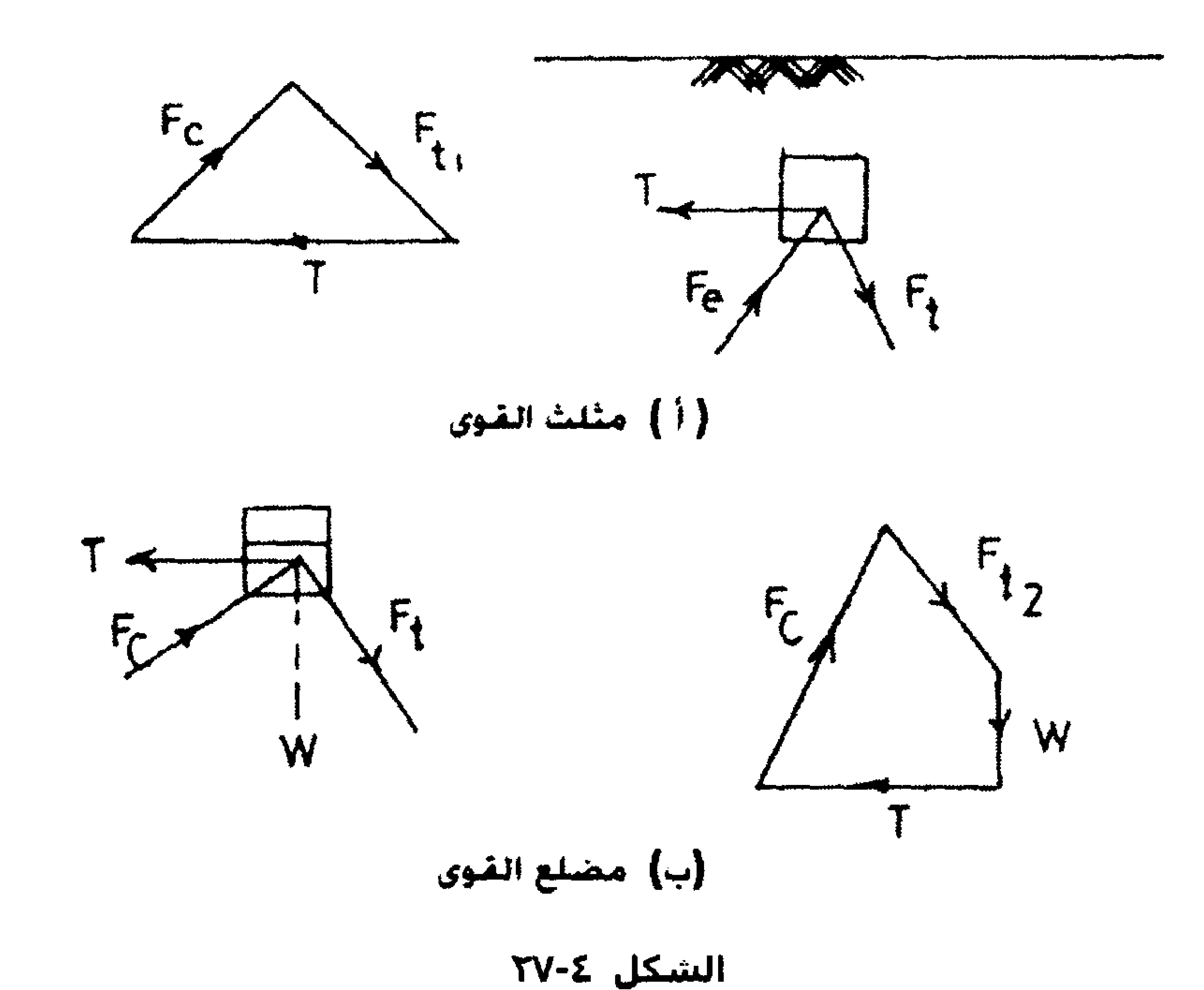
الشكل ٤-٣٦: استمرارية كمرة الربط عبر شدادات الارتكاز المتكررة على مسافات ثابتة

تصميم خازوق التربيط

هناك حالتان للتصميم:

١. حالة خازوق تربيط ذو بلوك خفيف الوزن.

٢. حالة خازوق تربيط ذو بلوك ثقيل الوزن.



الشكل ٤-٢٧

الحالة (١) يمكن دراستها بيانيًا graphically من مثلث القوى والموضح بالشكل ٤-٢٧"أ" والذي منه سوف يمكننا أن نحصل على قوى محورية في الخازوق f_c ، f_t . من هذه القيم فإن الخوازيق يمكن أن تصمم كما تم توضيحه في باب تصميم الأساسات الخازوقية في كتاب "تصميم الأساسات" للمؤلف م.أ/ خليل إبراهيم واكد.

وللحالة (٢) فإن حالة الاتزان يمكن دراستها بيانيًا ويمكن تمثيل الحالة بمضلع القوى الموضح بالشكل ٤-٢٧"ب" ومنه يمكن أن نحصل على f_c ، f_t . ومن الملاحظ أن الحالة (٢) تستخدم عندما يكون مطلوبًا تخفيض القوة f_t في الخازوق.

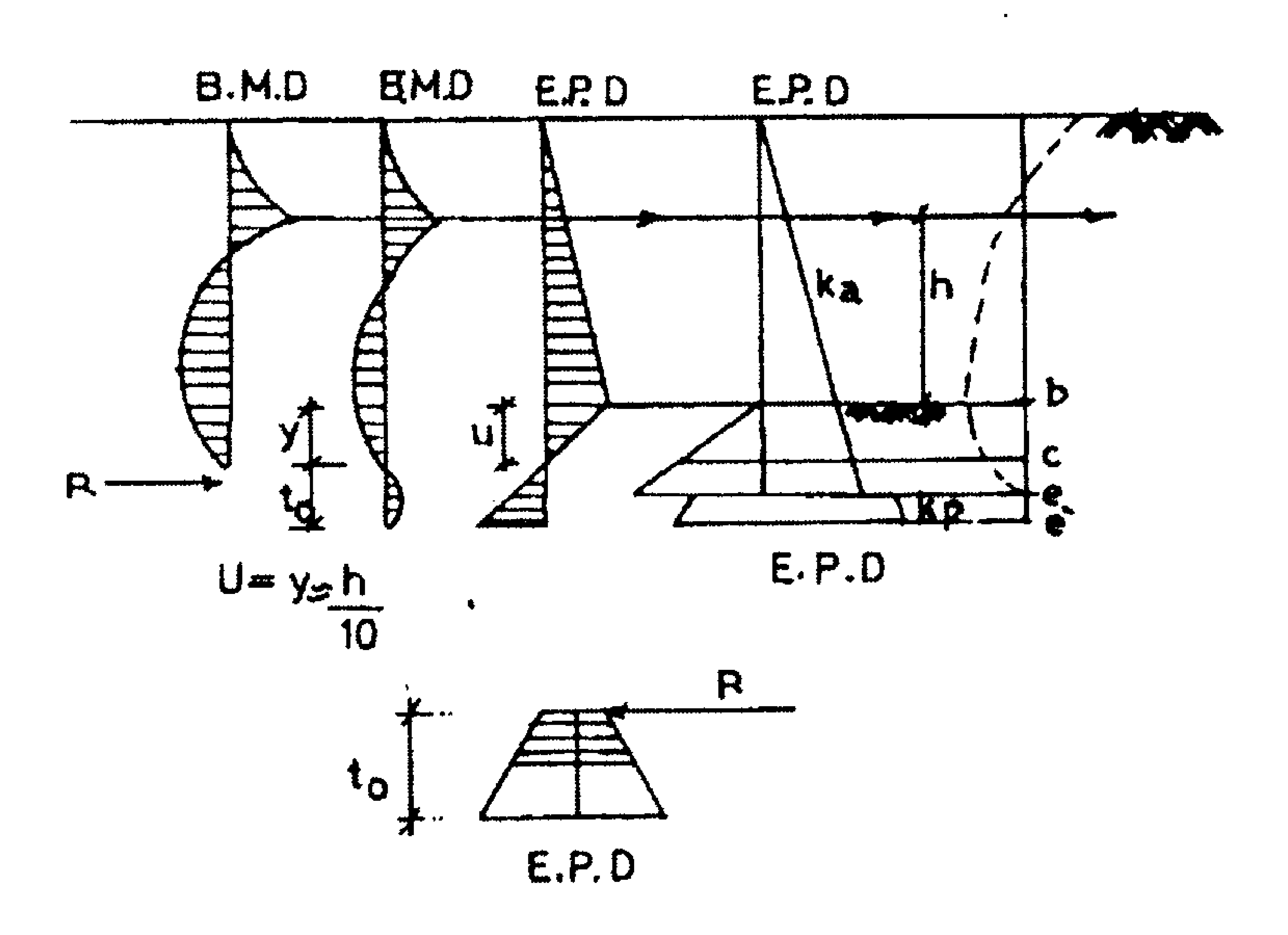
تصميم الخازوق الحائطي اللوحي ذي الركيزة المربوطة وذي الركيزة المثبتة

هذه المشكلة تكون غير محدودة استاتيكيًا وسوف نقوم بحلها بافتراض وجود مفصلة عند نقطة صفر عزوم الانحناء على الخازوق اللوحي ولقد وجد أن نقطة صفر عزوم الانحناء تعتمد على قيمة ϕ للتربة ويمكن أن نحصل عليها من الجدول ٤-٢.

الجدول ٤-٢: قيم y المناظرة لقيم ϕ المختلفة

ϕ	y
33	$0.050h$
35	$0.036h$
37	$0.022h$
40	$0.007h$

إن تقريب لموضع نقطة صفر عزوم الانحناء يمكن عمله بواسطة افتراض هذه النقطة عند نقطة صفر ضغط التربة بافتراض أن $y \approx h/10$.



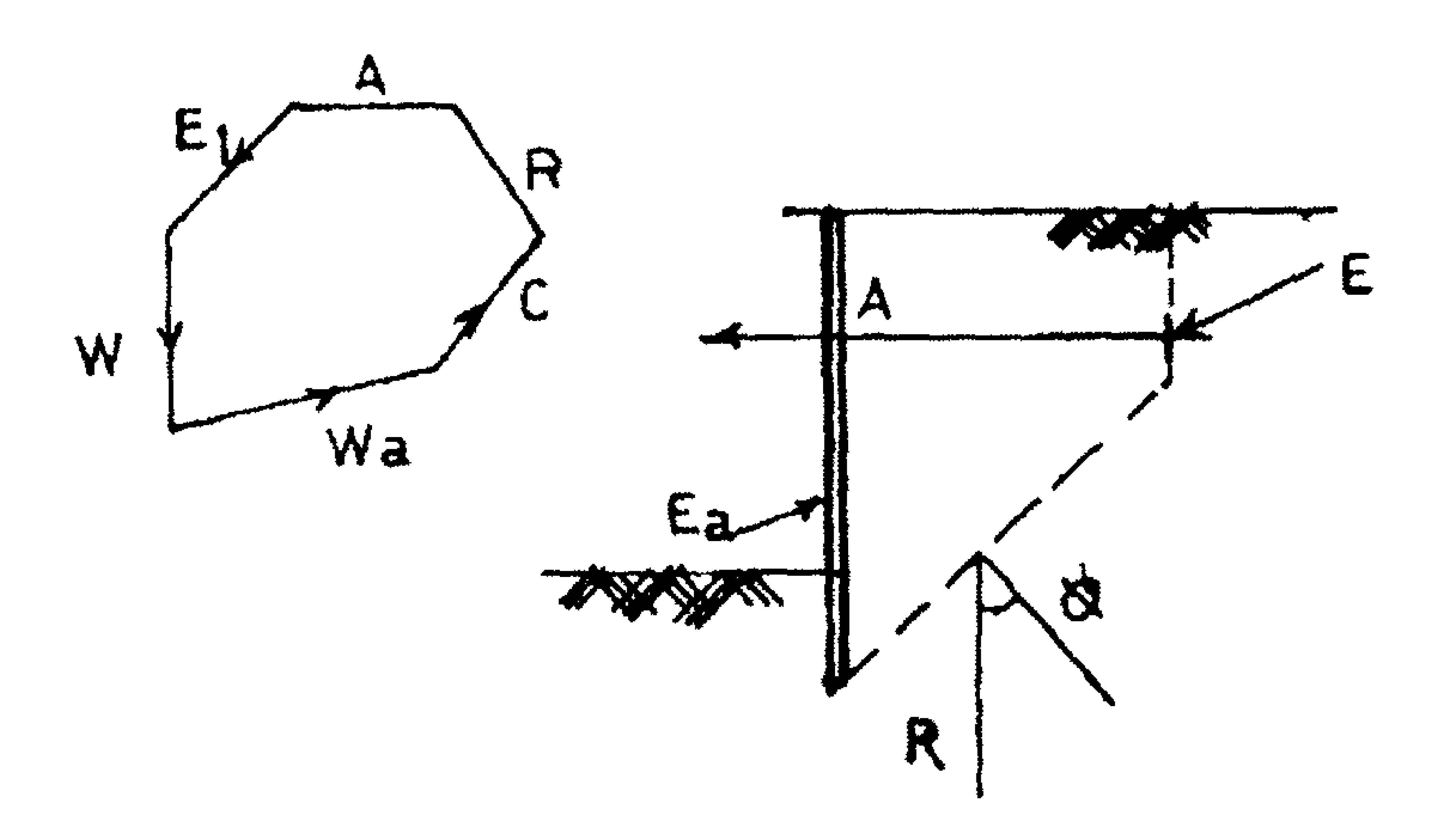
الشكل ٤-٢٨: مخطط ضغط التربة الفعال وعلاقته مع عزوم الانحناء

بعد هذا الافتراض، فإن طريقة التصميم للخازوق الحائطي اللوحي المثبت يمكن أن نلخصها في الخطوات التالية:

١. نأخذ في الاعتبار جزء اللوح فقط ثم:
٢. نأخذ المسافة t_o وبحل هذه المعادلة سوف نحصل على قيمة t_o والمعادلة كالتالي:
٣. عمق الاختراق $= (y+1.2t_o)$.
٤. عرض الاختراق الآمن $= \sqrt{2}(y+1.2t_o)$.
٥. لتصميم قطاع الخازوق اللوحي الحائطي نحسب قيمة العزم الأقصى $M_{max.}$ على الخازوق اللوحي وسوف يكون عند نقطة صفر قوى القص zero shear.
٦. إن طريقة التصميم لشداد التربيط ولوح التربيط سبق توضيحها وشرحها من قبل في حالة الخازوق اللوحي الحائطي الحر التربيط free anchored sheet pile wall.

فحص اتزان البلوك للخازوق اللوحي الحائطي (الشكل ٤-٢٩)

إن المشاهدات توضح لنا أن الانهيار يمكن أن يحدث للخازوق اللوحي الحائطي على طول الخط المنقط الموضح بالشكل ٤-٢٩.



الشكل ٤-٢٩: مخطط القوى البياني المؤثرة على الحائط اللوحي المطلوب حسابه

إن الحماية اللازمة ضد هذا الانهيار يمكن تحقيقها بواسطة فحص بلوك الاتزان للخازوق الحائطي كما سبق شرحه في الصفحات السابقة. إن مضلع القوى للبلوك الموضح بالشكل ٤-٢٩ ويعتبر أن القوى تعمل باتزان ثم يجب علينا الحصول على مضلع قوى مغلق للقوى المؤثرة كلها.

إن القوى المجهولة في مضلع القوى سوف تكـون R ، A . وللأمـان فـإن القـوة في الشـداد (لكل متر طولي) والمحسوبة من بلوك الاتزان يجب ألا تقـل عـن مـرة ونصـف القـوة في الشـداد المحسوب من النظام الإنشائي السابق (الشداد على أساس أنـه ركيـزة لكـل مـن حالـة الارتبـاط الحر والخازوق الحائطي المثبت).

الحل البياني

١. نفـترض أن القيمـة الافتراضـية للجـزء المـدفون مـن الخـازوق الحـائطي = 0.6 مـن الجـزء الخارجي (الظاهر).
٢. ارسم توزيع ضغط التربة على الحائط.
٣. اطرح الإجهادات المعاكسة وأوجد التوزيع النهائي للإجهادات.
٤. قسم الإجهادات الصافية في الحائط إلى أحمال مركزة.
٥. ارسم مخطط الأعمدة باستخدام مقياس رسم مناسب.
٦. اختر قيمة مناسبة للارتفاع H_1 وارسم أقطاب القـوى مـن 1 ⟵ 9، وللقـوة مـن 10 ⟵ 14 سوف نمثلها في الجانب الآخر من مخطط الأعمـدة ابتـداءً مـن نقطـة القطـب (البدايـة polar point وفي نفس الوقت اتجاه تأثيرها باعتبار نهاية القوة 9 على أنه القطب الثاني second polar للجزء الثاني من القوى).
٧. ارسم مضلع الخطوط ثم يكون الحل بالتقسيم على حسب نوع الخـازوق الحـائطي اللـوحي كما يلي:

١. للخازوق الحائطي الكابولي

لتحقيق العمق المدفون قم بمد أول شعاع حتـى يمكـن اعتبـاره خـط القاعـدة ويكـون تقاطعـه مـع الشعاع الأخير يحدد نهاية الخازوق الحائطي. وبافتراض أن العمق المدفون للحائط $h=$ فإن:

$$\text{العمق الآمن} = 1.2H\sqrt{2}$$

ثم نحسب عزم الانحناء الأقصى:

$$M_{\max.} = H_1 \cdot Y_{\max.}$$

٢. الخازوق الحائطي اللوحي الحر الترابط

لتحقيق العمق المدفون نقوم بإمداد الشعاع الأول حتى يصل إلى النقطة d في الشكل الثـاني حتـى يكون الخط الأول يمكن اعتباره خط القاعدة والذي سوف يكون الجـزء الثـاني مـن خـط القاعـدة

بهذه النقطة e التي تحدد نهاية الخازوق الحائطي اللوحي (حيث e نقطة التماس) والتي منها h_1 يمكن قياسه (بمقياس رسم):

$$d_{\text{safe}} = \sqrt{2}h_1, \qquad M_{\max.} = H_1 \cdot Y_{\max.}$$

لتحديد القوى في الشداد (الرابط) نرسم من نقطة القطب العليا A.

٣. الخازوق اللوحي الحائطي المثبت كليًا برباط

لتحديد خط القاعدة الرابط D.F حيث F نقطة عندها يكون ضغط التربة يساوي صفرًا. وتكون هذه أول محاولة والتي يجب أن تكون صحيحة فيما بعد.

حول الشكل متعدد الأضلاع المربوطة مفصليًا ببعضها إلى قوى بعد تغييرها إلى مخطط عزوم انحناء لكل قيمة حيث سوف يكون:

$$B.M = H_1 \cdot Y_{\text{scale}}$$

ثم ارسم مخطط الأقطاب الثاني كما هو موضح بالشكل ٤–٣٠ حيث A_2 سوف يكون رأسيًا بمقياس رسم مناسب، ثم حدد قيمة h_2 بشرط أن الخط الرابط بين نهاية القوة 10 إلى القطب يصنع زاوية = 45°، ثم ارسم المضلع المفصلي link polygon ليمثل قيمة الترخيم عند موضع يلاحظ فيه أن هناك ترخيم قيمته تساوي S وهذا يكون ليس حقيقيًا والخطأ يحدث من افتراض تقريبي لخط القاعدة لذلك سوف نحصل على تصحيح خط القاعدة بواسطة القيمة d_y حيث:

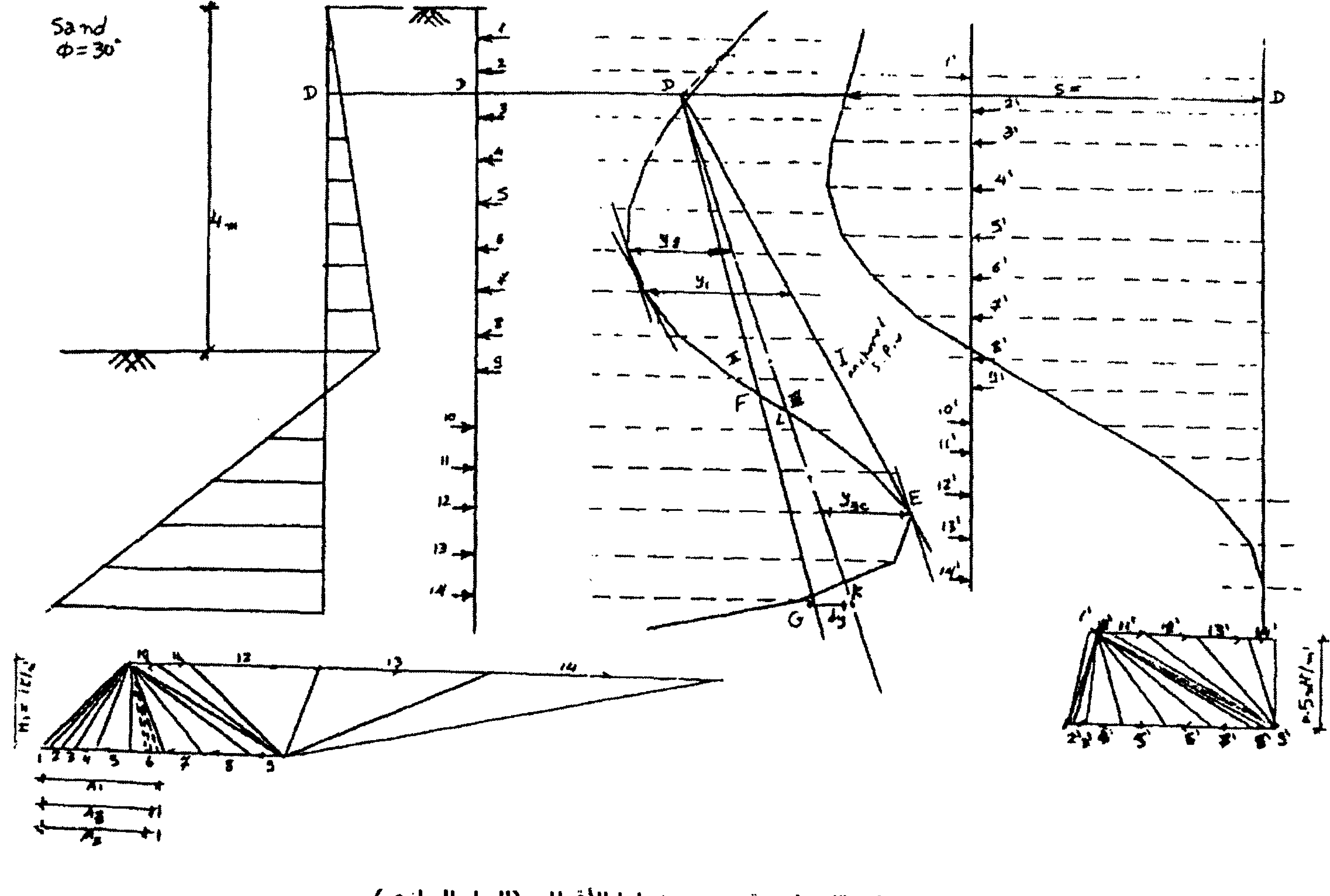
$$d_y = \frac{3H_2 \cdot M_2 \cdot S}{H_1 \cdot L^2}$$

حيث M_2 = مقياس خطي.

H_2 = m^2 t/m

H_1 = t/m'

S = بالمتر الطولي.

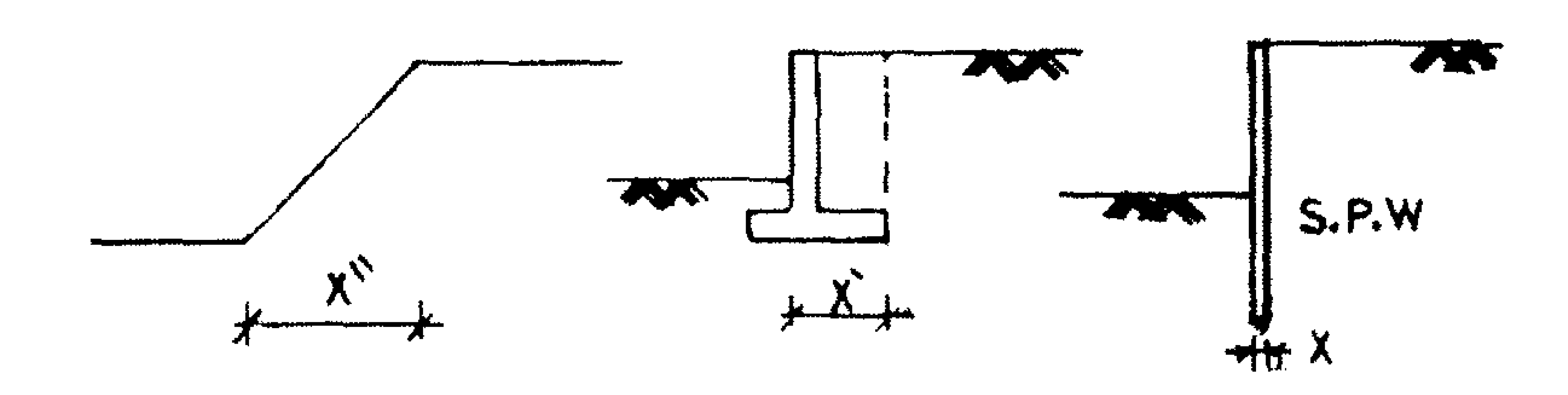


الشكل ٤-٣٠: طريقة رسم مخطط الأقطاب (الحل البياني)

٤ـ٧ ملخص ما سبق Conclusion

٤ـ٧ـ١ الخازوق الحائطي اللوحي Sheet Pile Wall

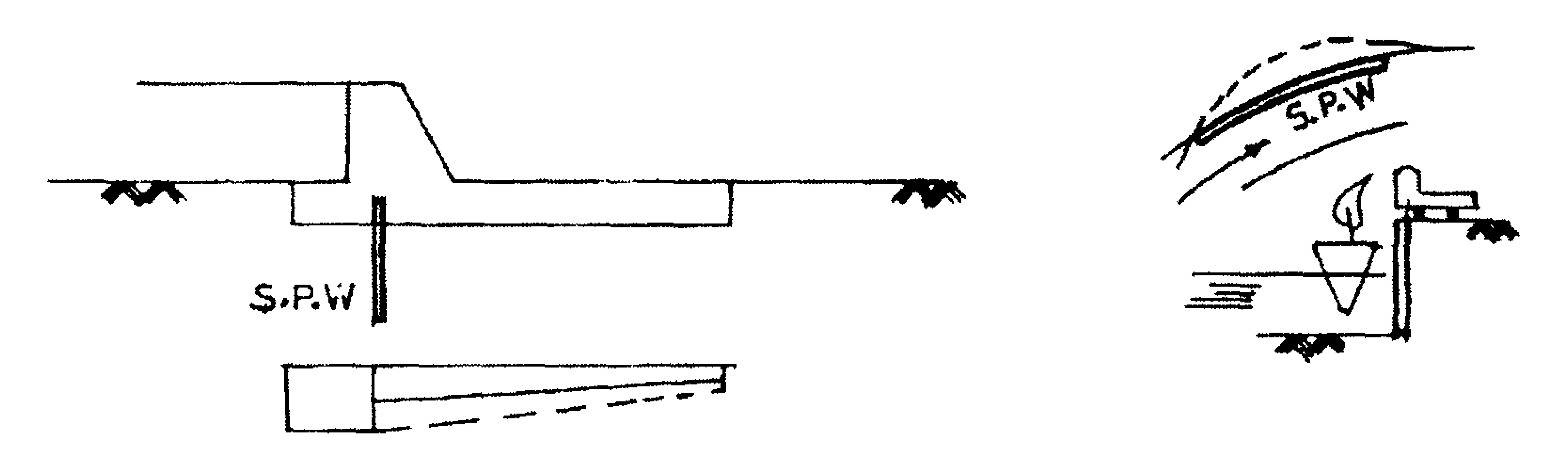
عبارة عن منشأ ساند، وتستخدم لسند التراب أو المياه أو أي مواد ردم أخرى. ويتكون من مجموعة من (الخوازيق – الستائر اللوحية – الستائر المتعرجة) يتم دفعها مماسيًا لتصل لتشكل منشأ ساند مستمر.



الشكل ٤-٣١: أنواع المنشآت الساندة

الاستخدامات

١. لسند جوانب حفر معمول في التربة.
٢. لحماية ضفاف الأنهار.
٣. في المنشآت الأمامية للمياه.
٤. لتخفيض الضغط لأعلى للمياه الجوفية عند قاع الأبيار.



الشكل ٤-٣٢: بعض استخدامات المنشآت الساندة

تصنيف الخوازيق الحائطية طبقًا لمادة الإنشاء

(أ) خشب.
(ب) خرسانة مسلحة.
(ج) حديد.

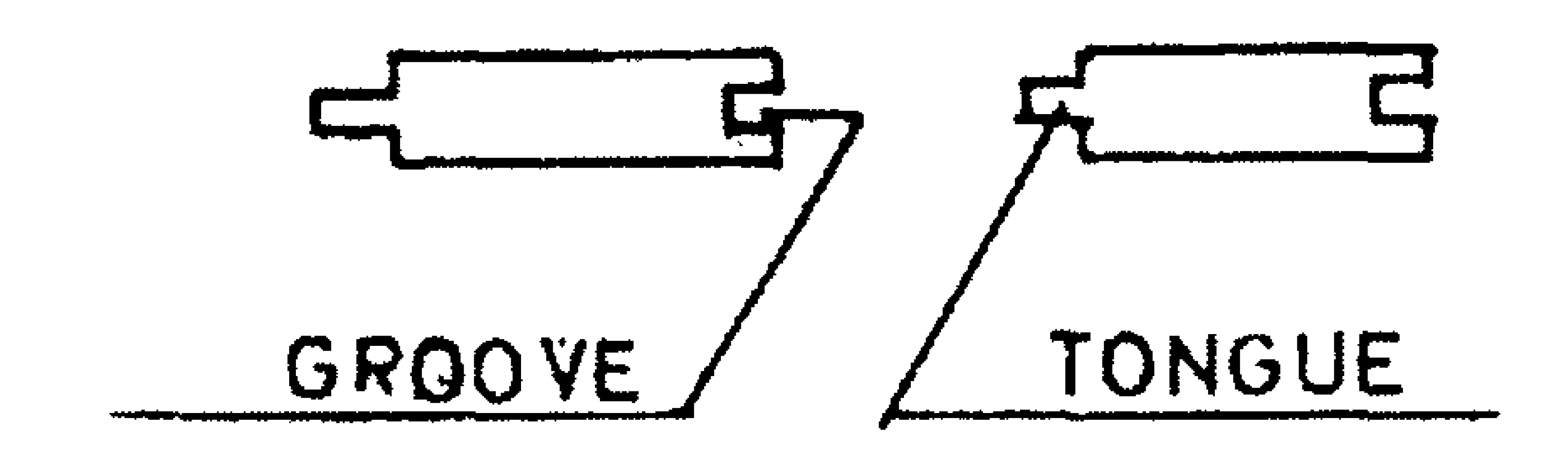
(أ) الخوازيق الحائطية اللوحية من الخشب

يستخدم الخشب في الخوازيق اللوحية في أضيق نطاق في الحالات التالية:

١. بحور صغيرة.

٢. أعماق صغيرة.

٣. ضغط التربة الجانبي الصغير.

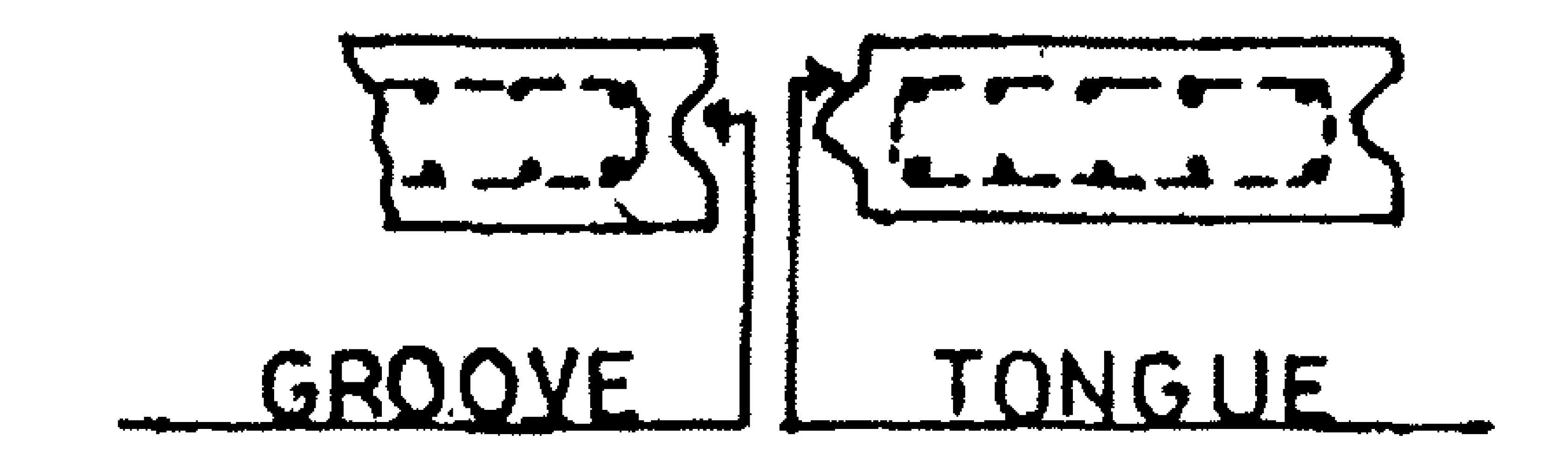


الشكل ٤-٣٣: تركيبات خشبية في الخوازيق الحائطية

إذا تم استخدامه في حالة مياه جوفية فإن الخشب سوف يتم علاجه ضد المياه وعادة الخشب يستخدم على أنه منشأ مؤقت لأنه ذو متانة قليلة مع الزمن.

(ب) الخازوق الحائطي اللوحي من الخرسانة المسلحة

تكون من نوع سابق الصب ذات عناصر؛ من عنصر مجوف وعنصر ذو لسان (عاشق ومعشوق).



الشكل ٤-٣٤: تركيبات من الخرسانة المسلحة في الخوازيق الحائطية

(ج) الخازوق الحائطي من الحديد

هذا هو النوع الأكثر استخدامًا في الخوازيق اللوحية لأنه ذو مزايا عديدة منها:

١. له متانة وقوة مقاومة عالية لتحمل إجهادات تحمل ذات ضغوط عالية في التربة الشديدة التماسك (تستخدم مطرقة ثقيلة وإجهادات طرق عالية).

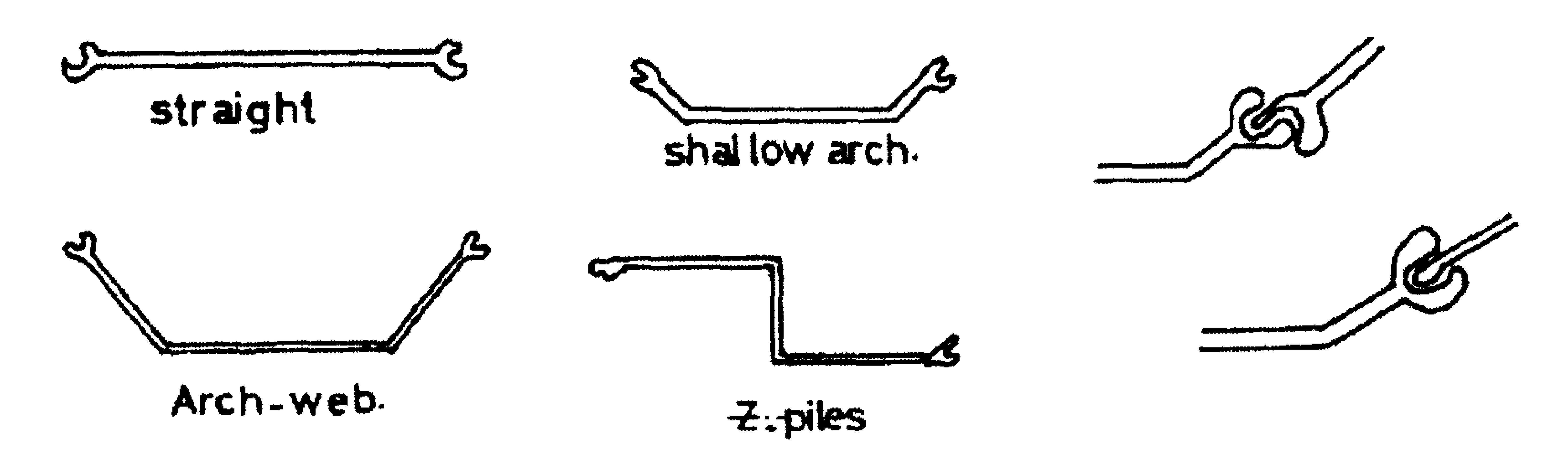
٢. له قطاعات صغيرة شديدة القوة.

٣. يمكن استخدامه عدة مرات (بعد الفك وإعادة التركيب).

٤. بعد دهانات خاصة يمكن أن يتحمل مناطق ذات وجود مياه كثيرة.

٥. يمكن زيادة أطواله بعد اللحام.





الشكل ٤-٣٥: قطاعات حديدية مختلفة في الخوزايق الحائطية الحديدية

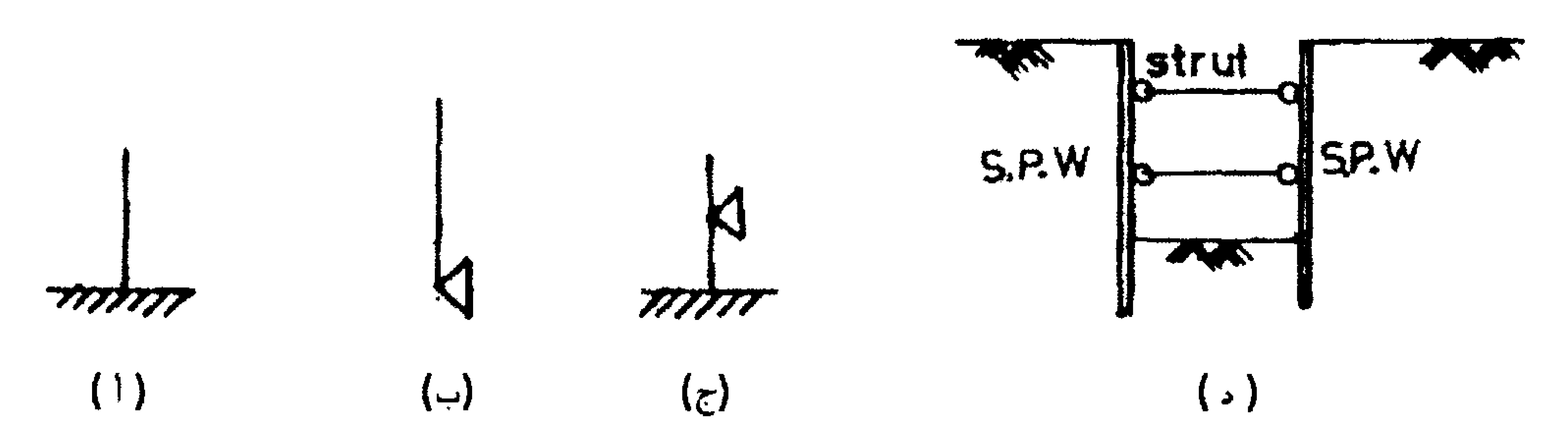
الخوازيق اللوحية (النظام الإنشائي)

١. الخازوق اللوحي الكابولي.

٢. الخازوق اللوحي الحديدي المربوط:

- مربوط بحرية.
- مربوطة كاملة التثبيت.

٣. جوانب حفر ذات شكالات جانبية braced excavation.



الشكل ٤-٣٦: أنواع الركائز المختلفة للخوازيق الحائطية

٤-٧-٢ مراجعة نظرية رانكن لضغط التربة

Rankine Earth Pressure Theory Review

حدود الاستخدام

١. الحائط يجب أن يكون رأسيًا وناعمًا.

٢. السطح العلوي للتربة جيبب أن يكون مستويًا.

$$\sigma_{\substack{a\\p}} = \sigma_{\text{eff.}} \cdot K_{\substack{a\\p}} \mp 2C\sqrt{K_{\substack{a\\p}}}$$

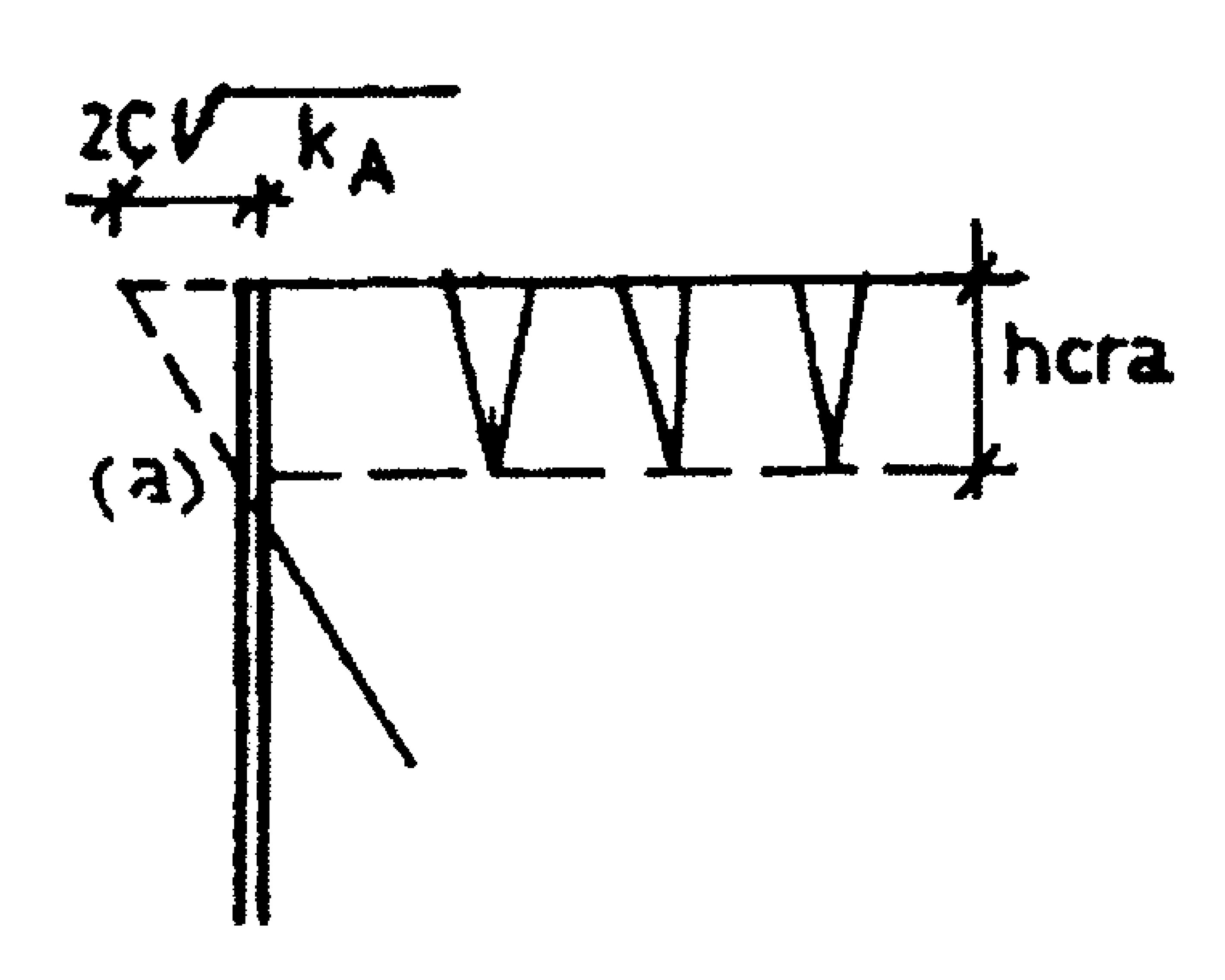
$$K_{\substack{a\\p}} = \frac{1 \mp \sin\phi}{1 \pm \sin\phi} \qquad \therefore \quad K_a = \frac{1}{K_p}$$

شرخ الشد

$$\sigma_a = \sigma_{eff.} \cdot K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

إذا كان الجزء الموجب أقل من الجزء السالب سوف نحصل على ضغط في هذه المنطقة يكون سالبًا وهو يكون مستحيلاً من الناحية العملية لأن الشروخ فعليًا سوف تظهر في هذه المنطقة.

ارتفاع الشرخ



الشكل ٤-٣٧: مخطط بيان ارتفاع الشرخ

عند النقطة a فإن $\sigma_a = 0$.

$$\sigma_a = \sigma_{eff.} \cdot K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$0 = \gamma_{eff.} h_{cra.} K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$\gamma_{eff.} h_{cra.} K_a = 2C\sqrt{K_a}$$

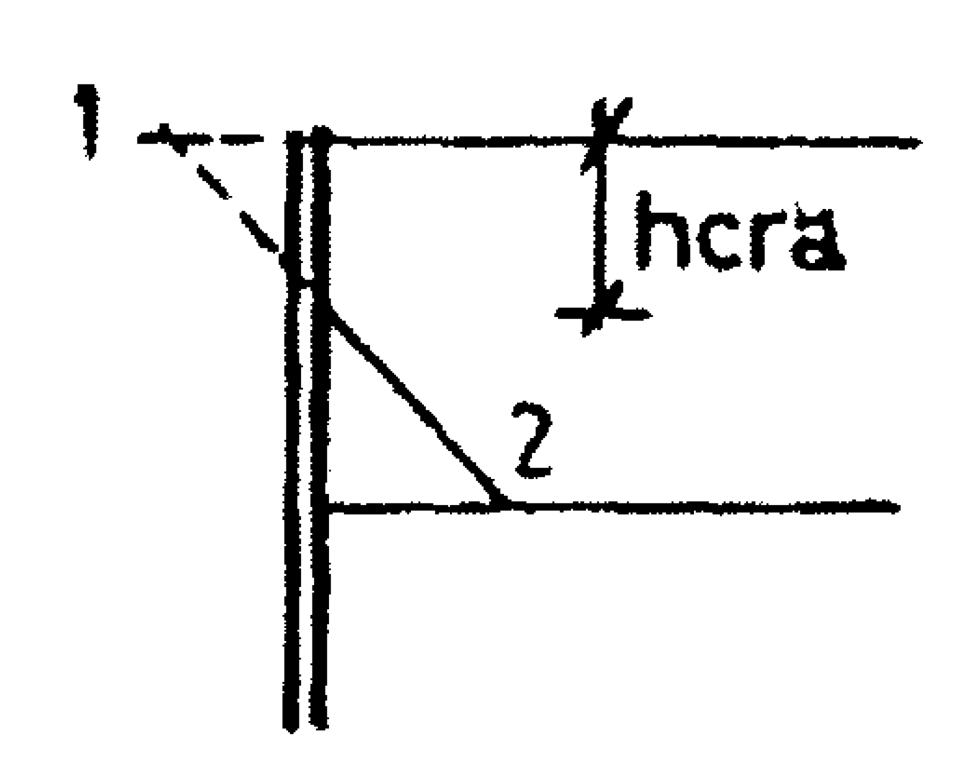
$$h_{cra.} = \frac{2C}{\gamma_{eff.}\sqrt{K_a}}$$

في حالة تربة C-soil فإن: $\phi = 0.0$

$$\therefore \quad K_a = K_p = 1.0, \qquad h_{cra.} = \frac{2C}{\gamma_{eff.}}$$

ملاحظة

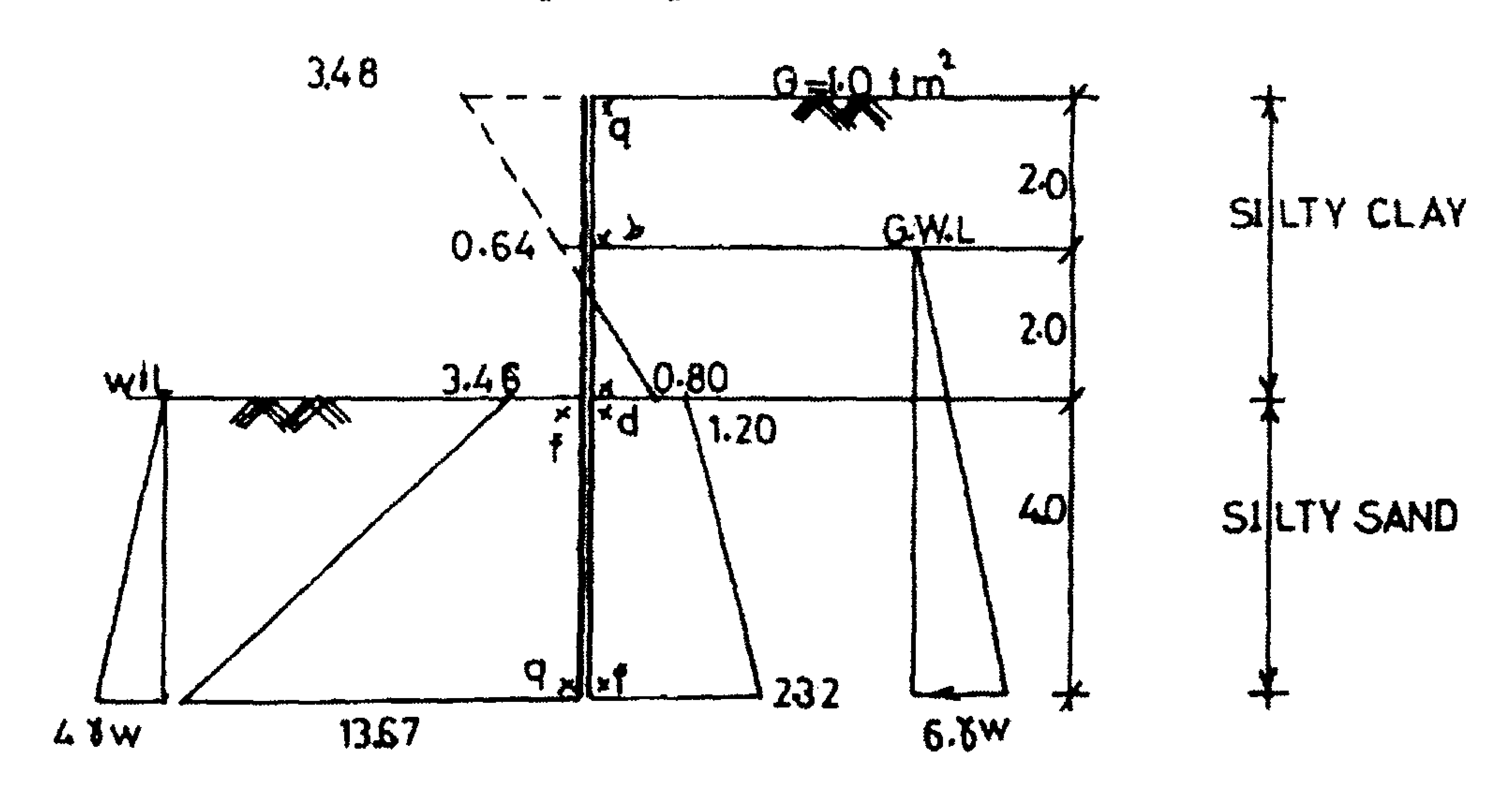
يمكن أن نحصل على ارتفاع الشرخ $h_{cra.}$ بإيجاد الضغط عند أول نقطة من الطبقة وعند آخر نقطة منها، ثم نربط الخط بينهما وعندها فإن $h_{cra.}$ يمكن قياسه بمقياس رسم مناسب.



الشكل ٤-٣٨: ارتفاع الشرخ في منطقة الشد

مثـــال ٤ـ١

احسب وراسم ضغط التربة على طول الخازوق الحائطي اللوحي المبين بالشكل ٤-٣٩.



الشكل ٤-٣٩: الخازوق الحائطي اللوحي

الحـــل

♦ للتربة الطين الطمي:

$$\gamma_{sat.}=\frac{G_s+e}{1+e}\cdot\gamma_w=\frac{2.65+0.6}{1.6}=2.03\ t/m^3$$

$$\because\quad \phi=10^\circ \qquad \therefore\quad K_a=\frac{1-sin10}{1+sin10}=0.70$$

♦ لطبقة التربة الرمل الطمي:

$$\because\quad \phi=30^\circ$$

$$\therefore \quad K_a=\frac{1-\sin 30}{1+\sin 30}=0.33, \qquad K_p=\frac{1}{K_a}=3.0$$

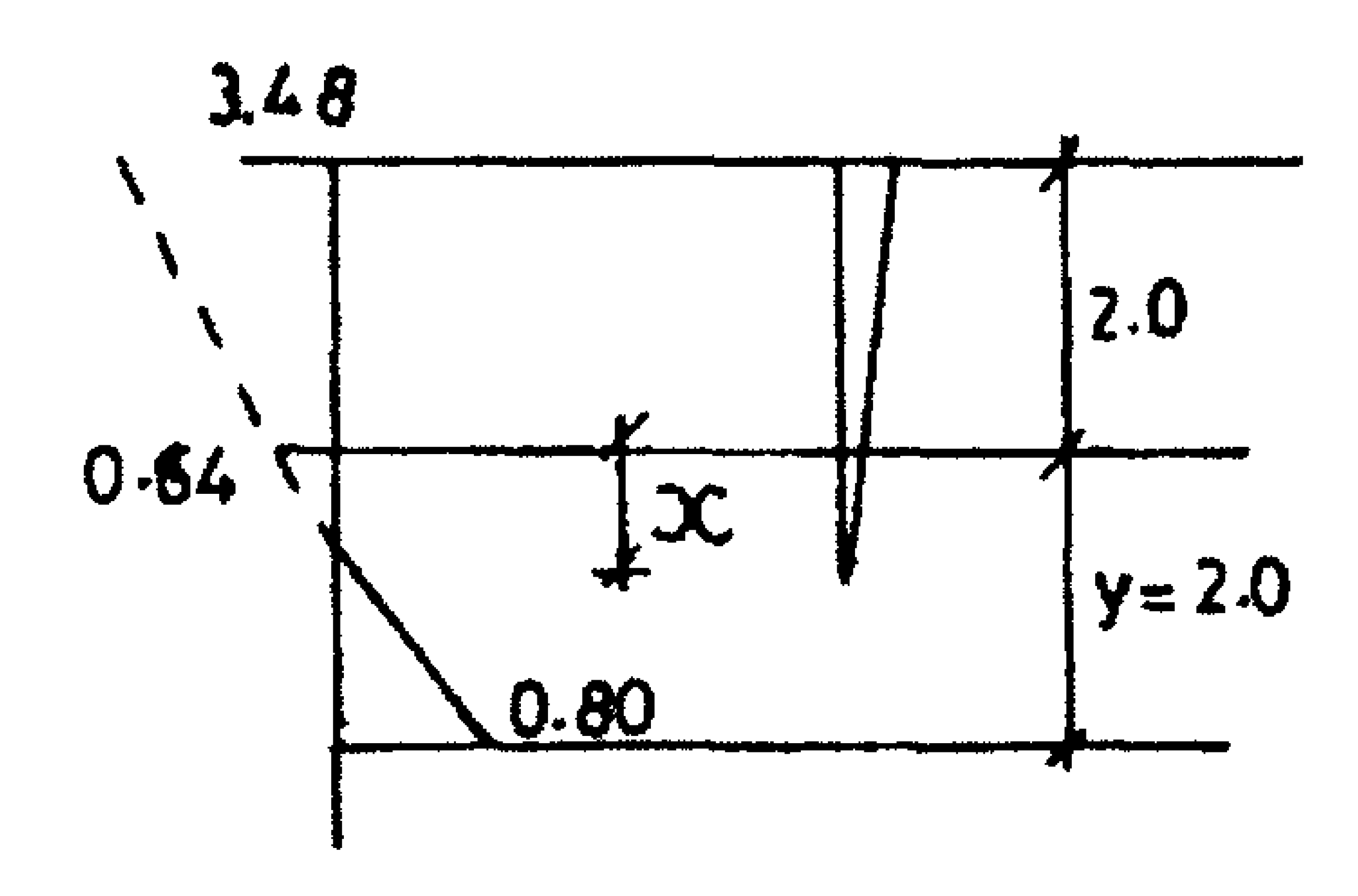
الجدول ٤-٣: ضغط التربة الفعال

Point	C	K_a	$\sigma_{eff.}$	$\sigma_x=\sigma_{eff.}K_a-2C\sqrt{K_a}$
a	2.5	0.70	1.00	3.48
b	2.5	0.70	5.06	0.64
c	2.5	0.70	7.12	0.80
d	1.0	0.33	7.12	1.20
e	1.0	0.33	10.52	2.32

الجدول ٤-٤: ضغط التربة المقاوم

Point	C	K_p	$\sigma_{eff.}$	$\sigma_x=\sigma_{eff.}K_p+2C\sqrt{K_a}$
f	1.0	3.0	0.00	3.46
g	1.0	3.0	3.40	13.67

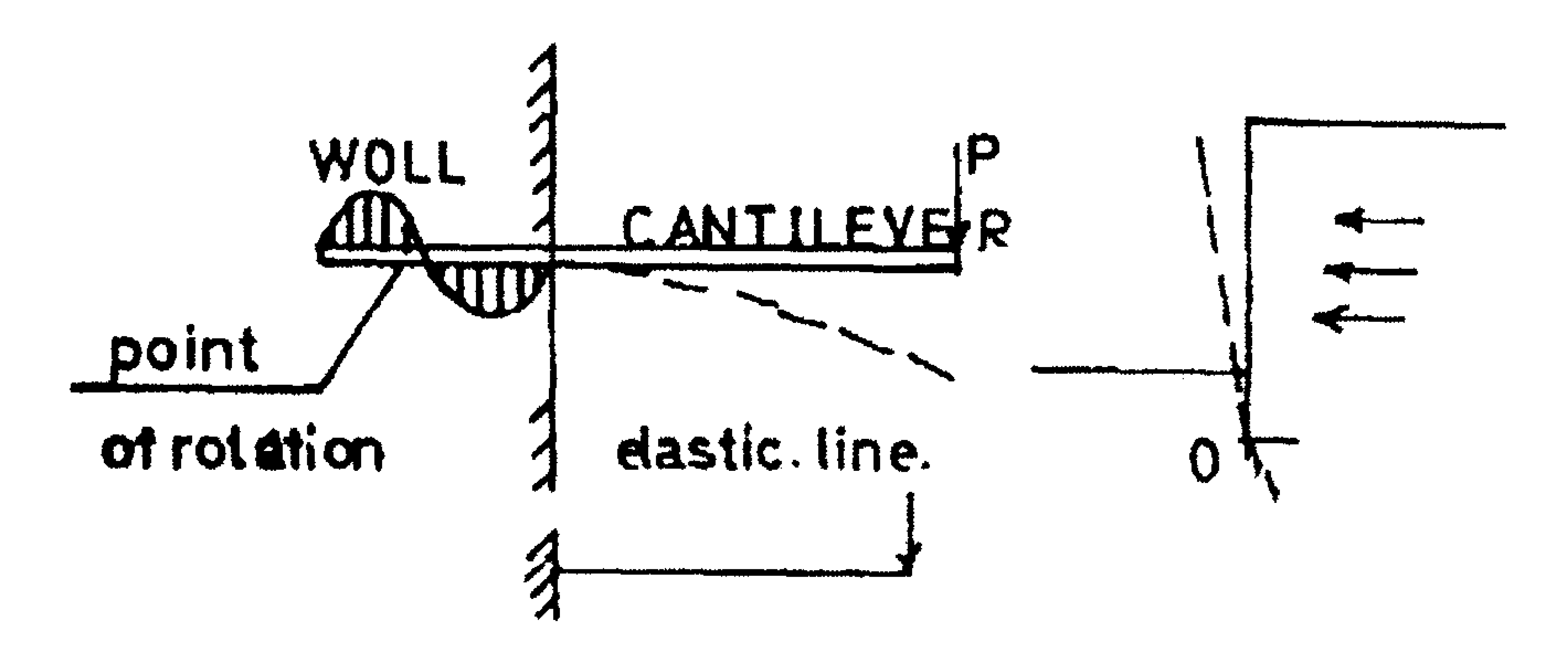
♦ ارتفاع الشرخ $h_{cra.}$:



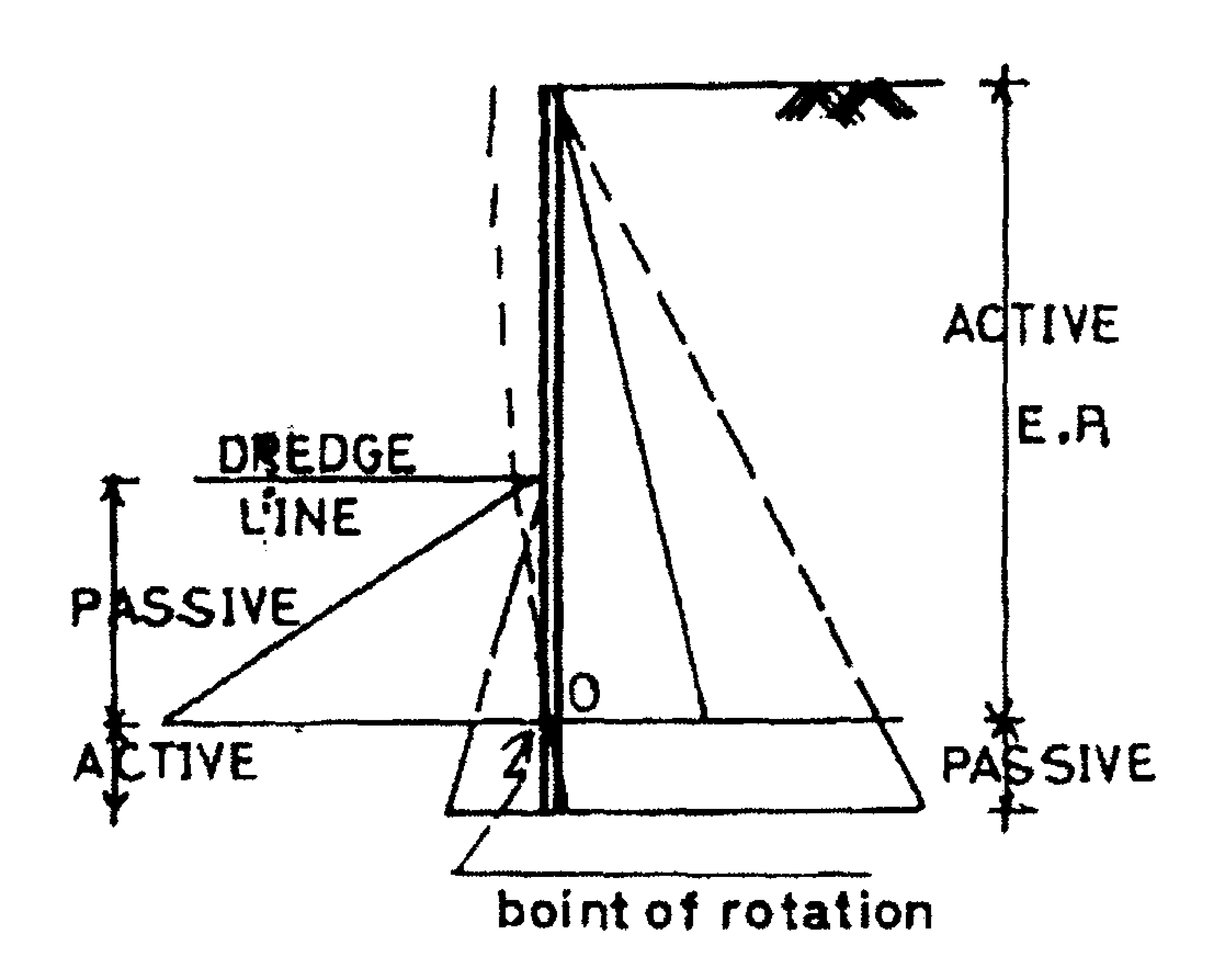
الشكل ٤-٤٠: توضيح ارتفاع الشرخ

$$X=\frac{0.64}{0.64+0.80}\times 2.0=0.88$$
$$h_{cra.}=2.0+0.88=2.88 \text{ m}$$

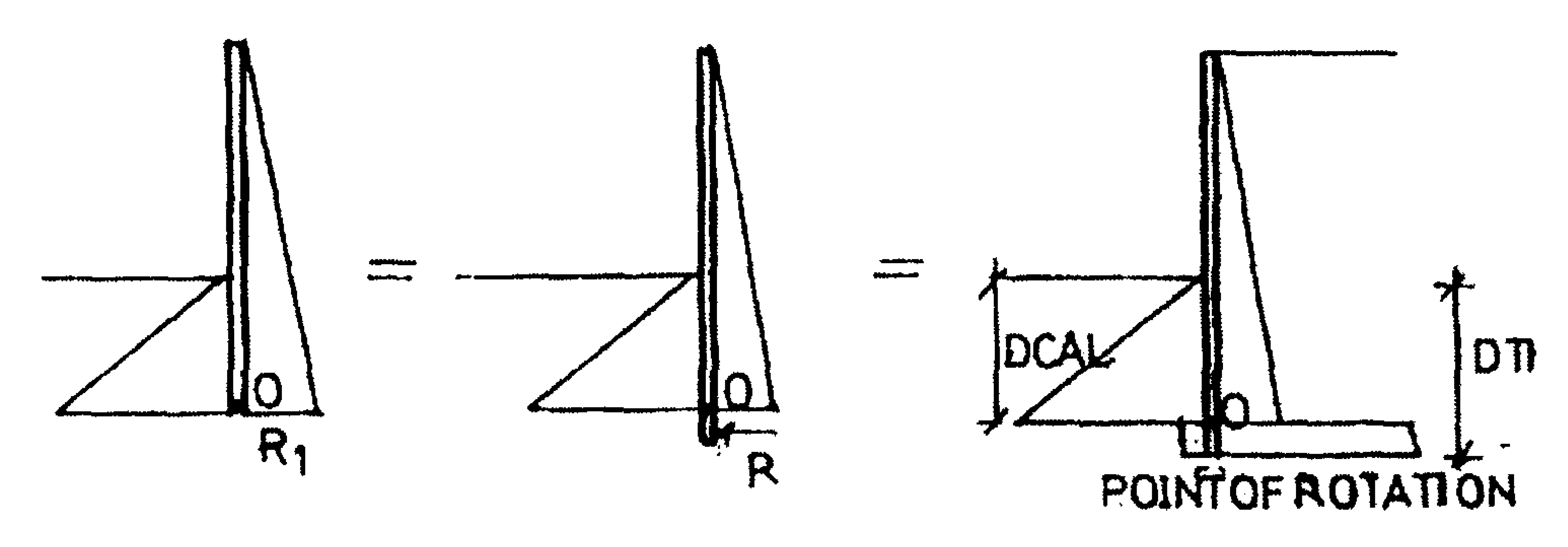
♦ الخازوق الحائطي الكابولي (حتى ارتفاع 4.5 m): إن الخازوق الحائطي الكابولي يبدو مثل الحائط الساند الكابولي المثبت وأقل حائط على طول عمق اختراقه. ونقطة الدوران تكون عند ضغط التربة الذي يعتمد أساسًا على حركة دوران الحائط ويمكن تحديدها باستخدام نظرية رانكن كما هو موضح بالشكل ٤-٤٣.



الشكل ٤-٤١: الإجهادات داخل الطرف المثبت من الخازوق



الشكل ٤-٤٢: مخطط الضغوط العرضية المؤثرة على الخازوق الحائطي الكابولي



الشكل ٤-٤٣: أنواع نقاط الارتكاز الطرفية وعلاقتها بالقوى العرضية

هذه الطريقة تستخدم على:

- مجاهيل:

١. عمق الاختراق d.   ٢. رد الفعل R.

- عدد المعادلات:

١. $\sum M_o = 0$ ٢. $\sum X = 0$

الطريقة

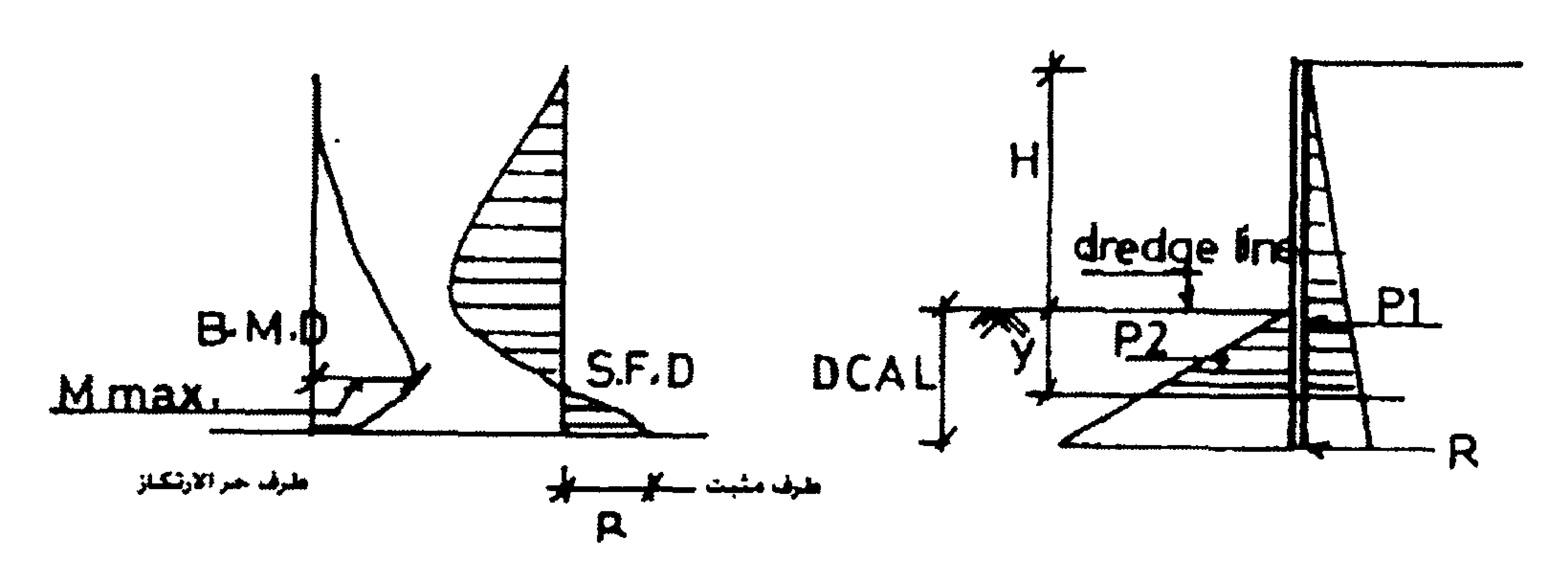
١. $\sum M_o = 0$

توجد معادلة من الدرجة الثالثة (طريقة حلها بالمحاولة وخطأ).

$$d_{\text{cal.}} = N$$

$$d_{\text{th.}} = 1.2 d_{\text{cal.}}$$

$$d_{\text{safe}} = 1.2 d_{\text{th.}} = 1.4 d_{\text{cal.}} = \sqrt{2}\, d_{\text{cal.}}$$



الشكل ٤-٤٤: عزوم الانحناء وعلاقتها بالقوى العرضية

٢. نقطة صفر قوى القص عند عمق y:

$$\because \; P_1 - P_2 = 0 \qquad \therefore \; P_1 = P_2$$

$$ax^2 + bx + c = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \checkmark\checkmark$$

٣. أقصى عزم $M_{\text{max.}}$ عند نقطة صفر قوى القص:

$$M_{\text{max.}} = \checkmark\checkmark$$

٤. معامل القطاع:

$$Z = \frac{M_{max.}}{f_s}$$

ومن الجداول نختار القطاع المناسب.

حيث:

لحديد تسليح 24/35 : $f_s = 1400 kg/cm^2$

لحديد تسليح 36/52 : $f_s = 2000\ kg/cm^2$

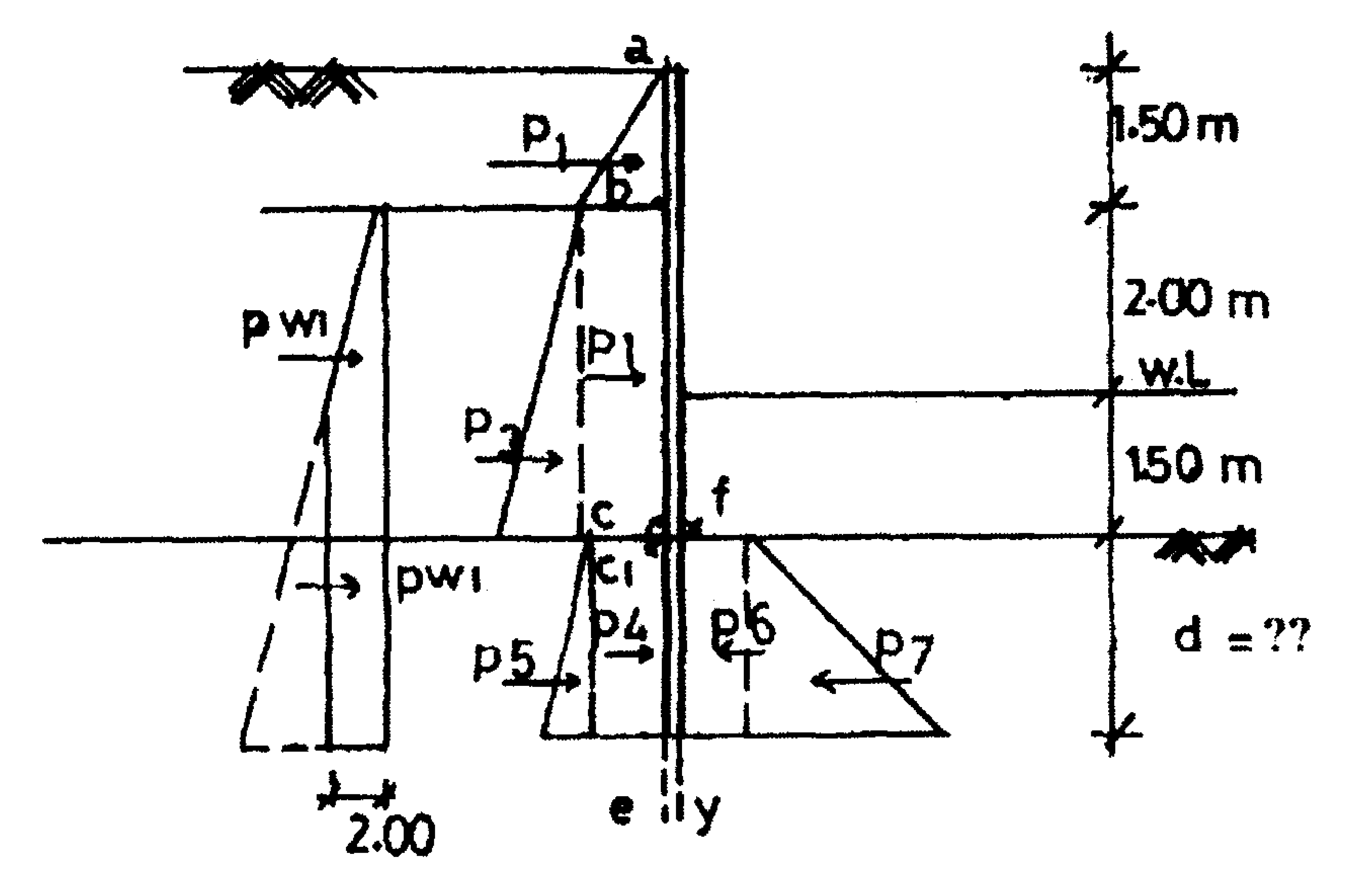
عندما نرسم مخطط عزوم الانحناء B.M.D ومخطط S.F.D سوف نتعامل مع $d_{cal.}$ وليس $d_{th.}$.

ملاحظة

لارتفاع H أكبر من 4.5 m لا يكون مستحسنًا استخدام خازوق حائطي كابولي، ولكن نستخدم نوعًا آخر مثل الخازوق الحائطي المربوط بحرية أو الكامل التربيط والمثبت كليًا يكون أفضل نوع.

مثال ٤-٢

صمم الخازوق الحائطي مسند طبقات التربة الموضحة بالشكل ٤-٤٥.



الشكل ٤-٤٥: أشكال ضغوط التربة الفعالة على الخازوق الحائطي المطلوب تصميمه

الحـــل

- خواص التربة الرملية :

$$\gamma_{sat.}=1.9\ t/m^3,\quad \gamma_d=1.6\ t/m^3,\quad \phi=32^\circ$$

- خواص التربة الطميية الرملية :

$$\gamma=2.0\ t/m^3,\quad C=0.5\ t/m^2,\quad \phi=24^\circ$$

عند $\phi=32^\circ$ فإن :

$$K_a=\frac{1-sin32^\circ}{1+sin32^\circ}=0.307$$

عند $\phi=24^\circ$ فإن :

$$K_a=0.42,\quad K_p=2.37$$

الجدول ٤-٥: ضغط التربة الفعال

Point	C	K_a	$\sigma_{eff.}$	$\sigma_x=\sigma_{eff.}K_a-2C\sqrt{K_a}$
a	–	0.307	0.00	0.00
b	–	0.307	$1.5\times1.6=2.4$	0.74
c	–	0.307	$2.4+3.5\times0.9=5.55$	1.70
d	0.5	0.420	5.55	1.68
e	0.5	0.420	$5.55+1.0d$	$1.68+0.42d$

الجدول ٤-٦: ضغط التربة المقاوم

Point	C	K_p	$\sigma_{eff.}$	$\sigma_x=\sigma_{eff.}K_p-2C\sqrt{K_a}$
f	0.5	2.37	–	1.54
g	0.5	2.37	$1.0d=d$	$2.37d+1.54$

الجدول ٤-٧: حساب عزوم القوى

Force	Value	Arm	Moment		
P_1	$0.5\times0.74\times1.5=0.56$	$d+4$	$2.24+0.56d$		
P_2	$3.5\times0.74=2.59$	$d+1.75$	$4.53+2.59d$		
P_3	$(1.7-0.74)\left(\frac{3.5}{2}\right)=1.68$	$d+1.17$	$1.97+1.68d$		
P_4	$1.68d=1.68d$	$d/2$		$0.84d^2$	
P_5	$0.42d\left(\frac{d}{2}\right)=0.21d^2$	$d/3$			$+0.07d^3$

Force	Value	Arm	Moment		
P_{w_1}	$0.5\times2\times2=2$	$2.17d$	$4.34+2d$		
P_{w_2}	$2(1.5+d)=3+2d$	$0.75\frac{d}{2}$	$2.25+3d+d^2$		
P_6	$1.54\times d=-1.54d$	$d/2$		$-0.77d^2$	
P_7	$\left(\frac{2.37}{2}\right)d\times d=-1.19d^2$	$d/3$			$-0.4d^3$

$$\sum M=15.33+9.83d+1.07d^2-0.33d^3$$

$$\because \quad A_s\sum M=0$$

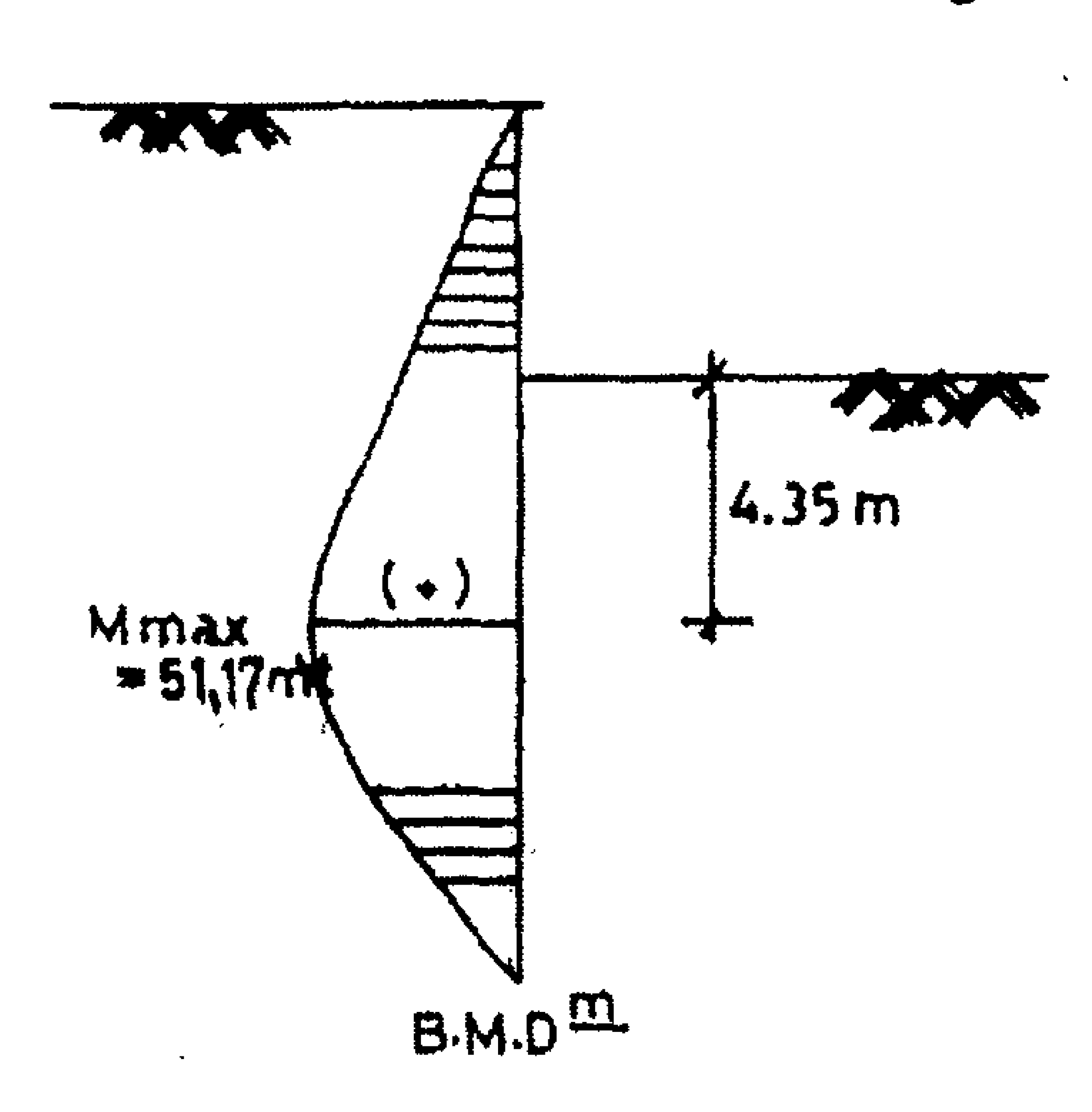
$$\therefore \quad 0.33d^3-1.07d^2-9.83d-15.33=0.0$$

$$\therefore \quad d_{\text{cal.}}=7.8\text{ m},$$

$$d_{\text{th.}}=1.2\times7.8=9.36\text{ m},$$

$$d_{\text{safe}}=9.36\times1.2=11.23\text{ m}\approx11.5\text{ m}$$

♦ عند نقطة صفر قوى القص:



الشكل ٤-٤٦: مخطط عزم الانحناء وقيمة أقصى عزوم

$$\sum H_1\cdot Force$$

$$0.56+2.59+1.68+1.68y+0.21y^2+2+3+2y-1.54y-1.19y^2=0$$

$$\therefore \quad 9.83+2.14y-0.98y^2=0.0$$

$$\therefore \quad y=4.35\text{ m.t}$$

$$M_{max.} = 0.33 + \overline{4.35}^3 - 1.07 \times \overline{4.35}^2 - 4.83 \times 4.35 - 15.33 = -51.17 \text{ m.t}$$

- تصميم القطاع المعدني:

$$Z = \frac{M}{f_s} = \frac{5117 \times 10^5}{1400} = 3655 \text{ cm}^3$$

الخازوق الحائطي اللوحي المربوط

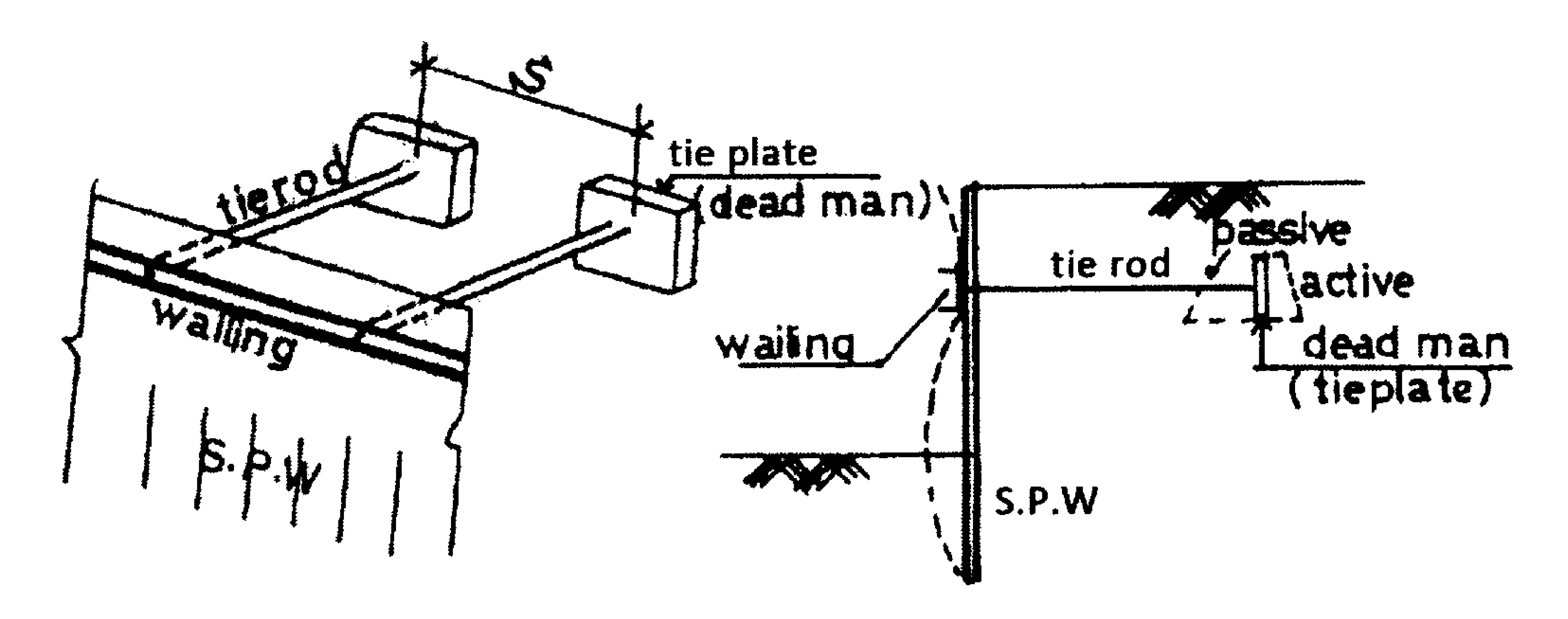
وهو يتكون من:

١. خازوق لوحي.

٢. كمرة ارتكاز wailing.

٣. ماسورة معدنية رابطة ترتكز عليها كمرة الارتكاز عند نقطة محددة ذات مسافات S في الاتجاه الأفقي.

٤. لوح التربيط tie plate لنقل الشد في الماسورة الشداد إلى التربة.



الشكل ٤-٤٧: تفاصيل الرباط اللازم للخازوق اللوحي الحائطي المربوط

أنواع الخازوق اللوحي الحائطي المربوط

١. خازوق حائطي مربوط بحرية.

٢. خازوق حائطي مربوط (عمق الاختراق يعمل كتثبيت).

الحسابات الاستاتيكية للخازوق اللوحي المربوط

١. الخازوق الحائطي المربوط بحرية

الشكل الاستاتيكي كأنه كمرة ذات كابولي من ناحية واحدة ويدق ركيزة واحدة هو الشداد، أما الركيزة الثانية تكون العمق المدفون في التربة.

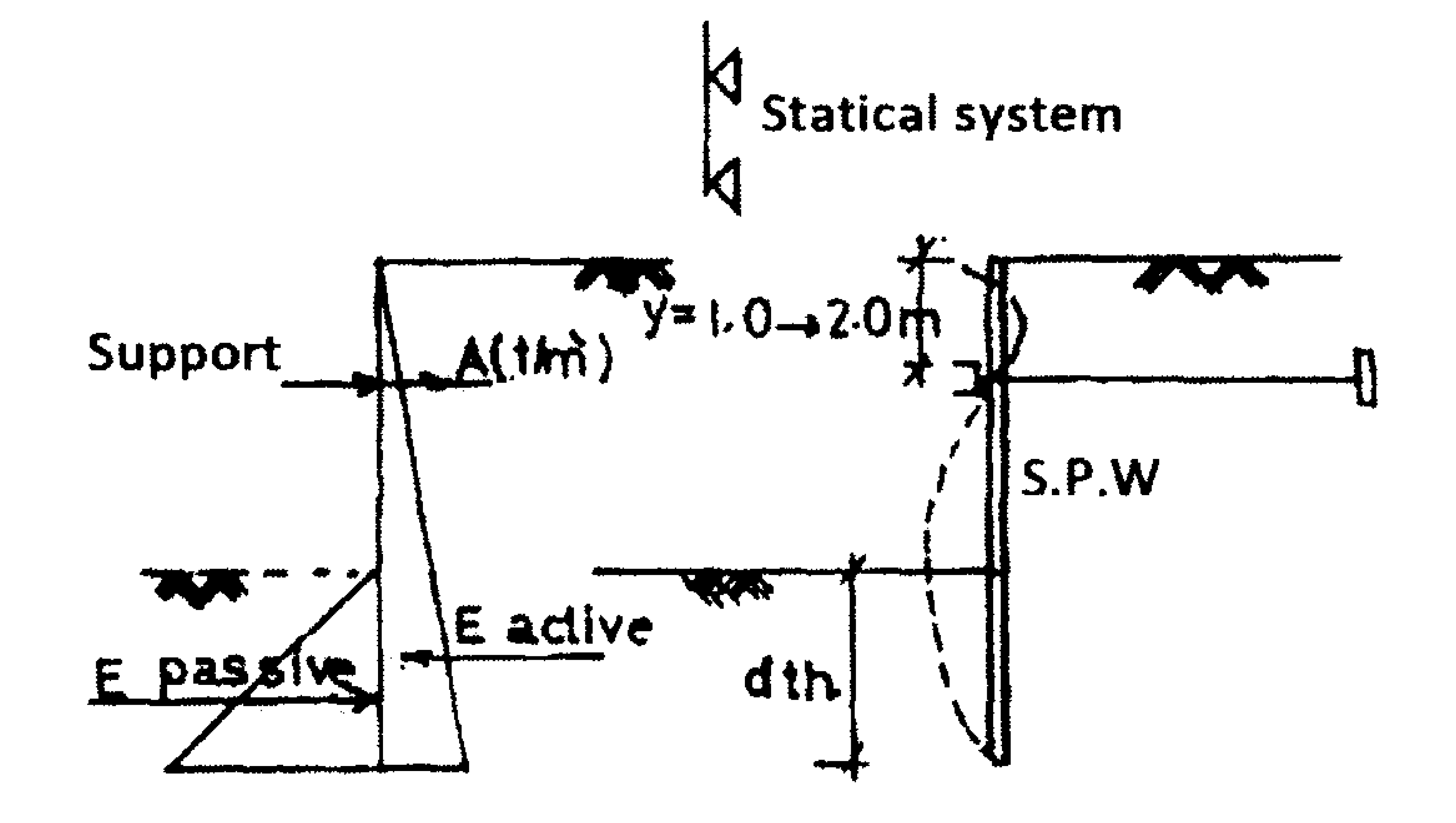
١. $\sum M_a = 0.0$

تعطينا معادلة من الدرجة الثالثة في العمق $d_{th.}$:

$d_{th.} = ✓✓$

٢. $\sum X = 0.0$

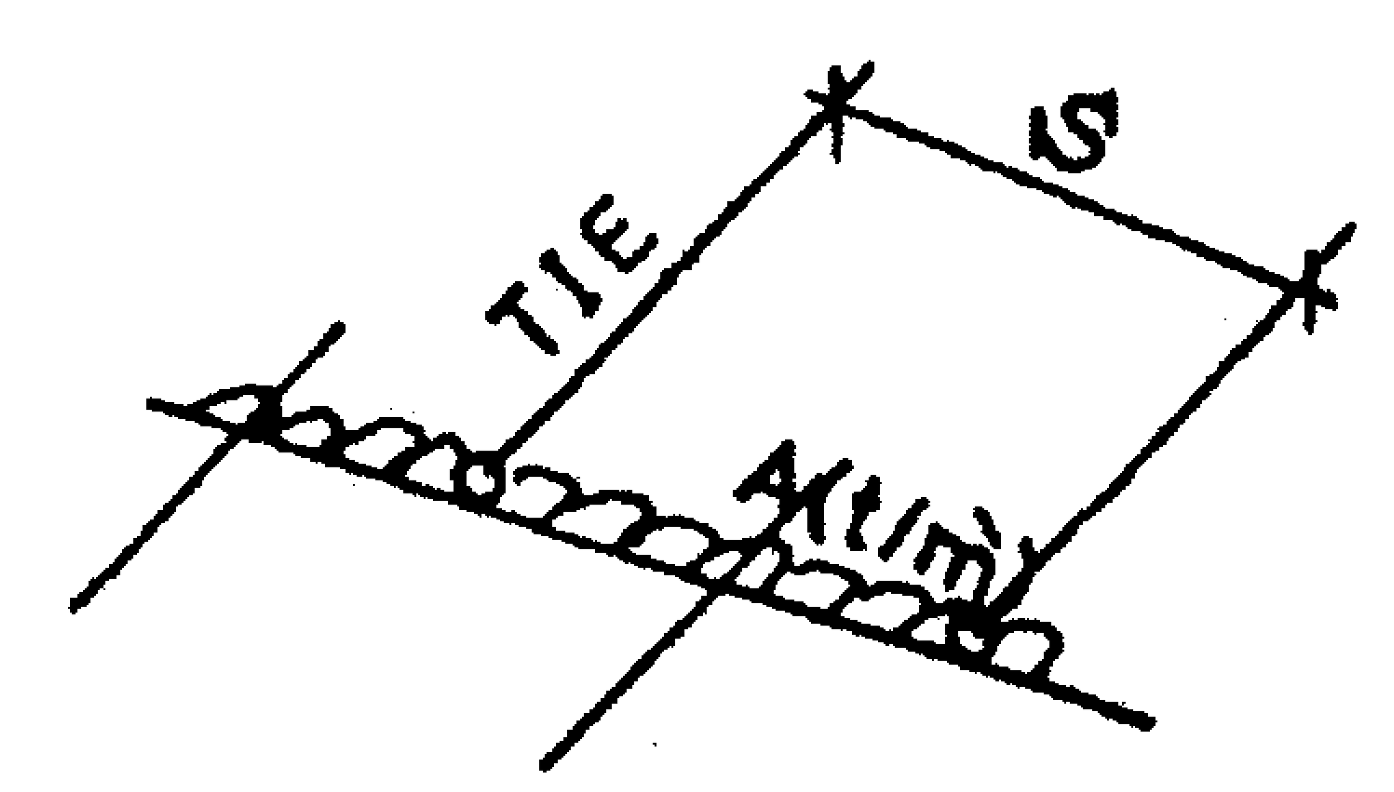
$\therefore \quad A^{\backslash} = ✓ \ t/m^{\backslash}$



الشكل ٤-٤٨: علاقة ترخيم الحائط مع شكل ضغط التربة الفعال

ملاحظة

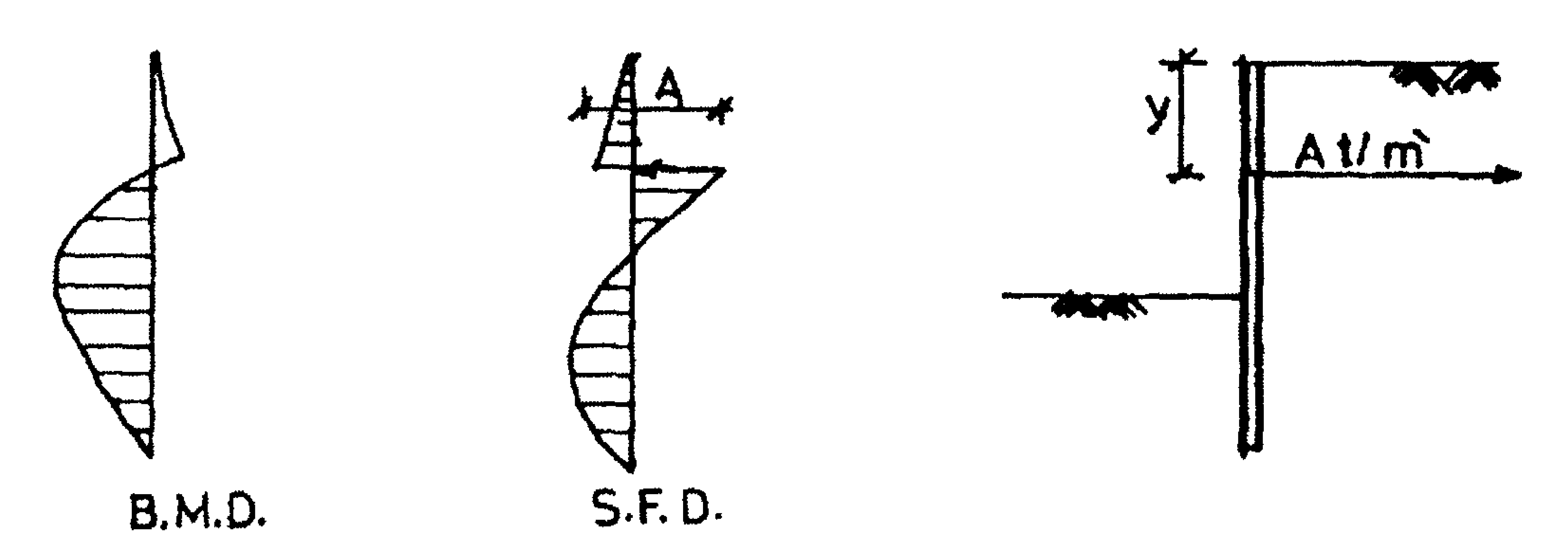
$A^{\backslash}$ t/m$^{\backslash}$ يكون كأنه حمل موزع بانتظام على طول بحر كمرة التربيط = الشد في ماسورة الشد لقضيب الشد = T.



الشكل ٤-٤٩: توزيع الحمل على طول البحر

$$T = A\ (t/m^{\backslash}) \times S\ (m) = ✓ \ ton$$

٣. $d_{safe} = F.O.S \times d_{th.} = 1.2 \times d_{th.}$



الشكل ٤-٥٠: مخطط عزوم الانحناء وقوى القص للخازوق الحائطي

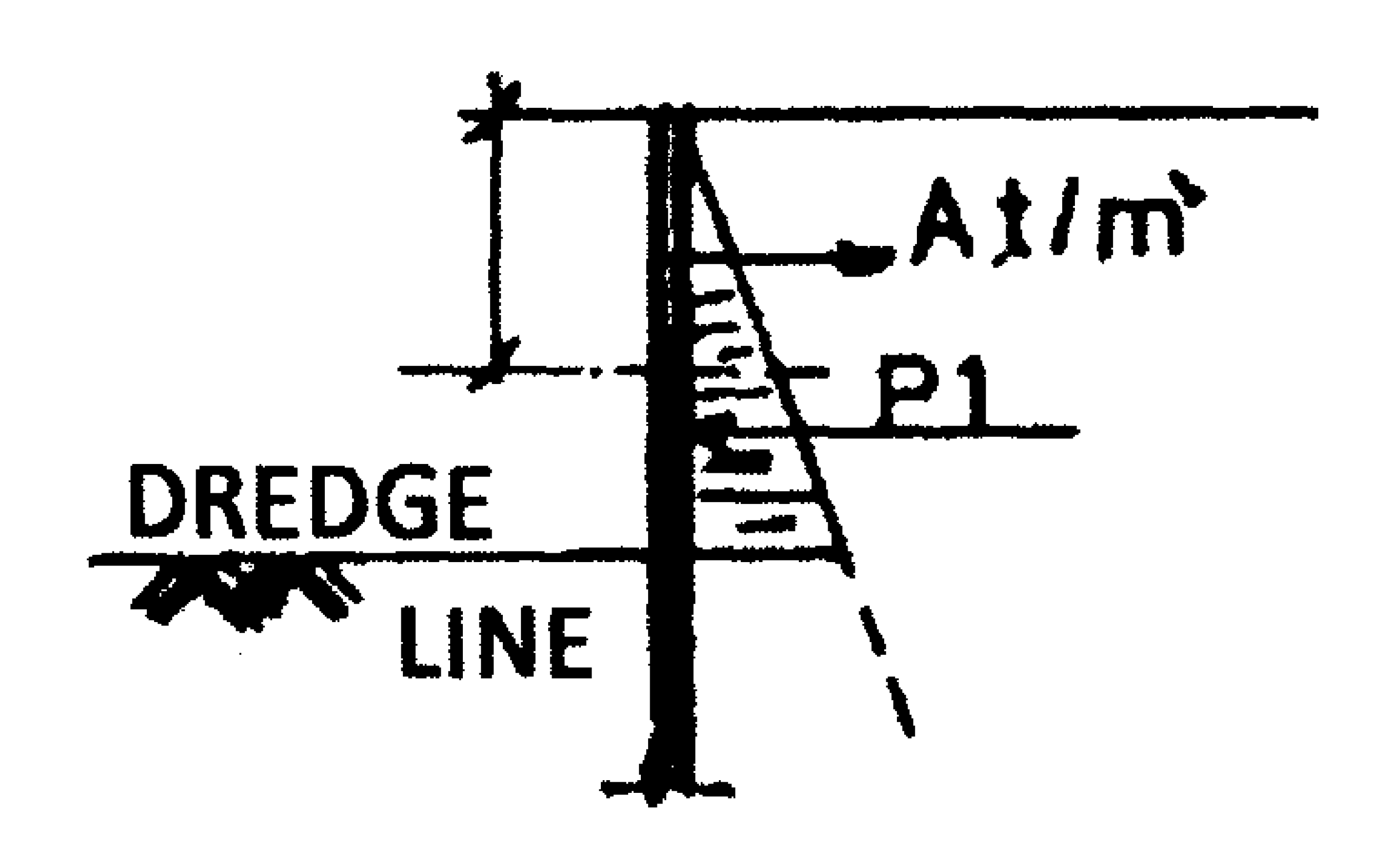
٤. عند نقطة صفر قوى القص:

إذا كان $P_1 < A\ (\text{t/m}^{\backslash})$

فإن نقطة صفر قوى القص تكون أسفل خط الجرف dredge line.

وإذا كان $P_1 > A\ (\text{t/m}^{\backslash})$

فإن نقطة صفر قوى القص تكون أعلى خط الجرف dredge line.



الشكل ٤-٥١: بيان خط الجرف

٥. احسب قيمة $M_{max.}$ عند نقطة صفر قوى القص:

$$Z = \frac{M_{max.}}{f_s} = \checkmark\checkmark$$

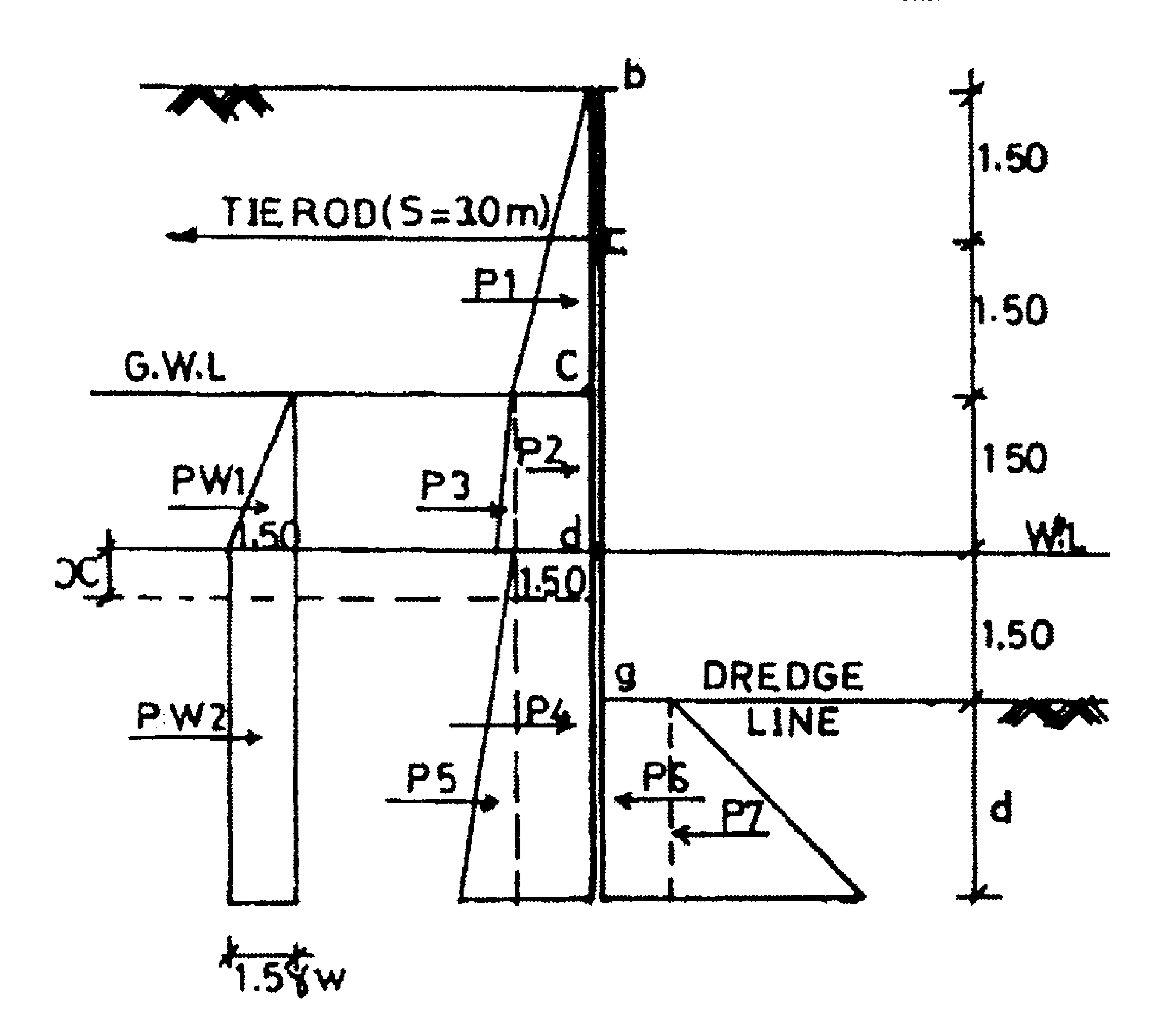
مثـــال ٤-٣

للخازوق اللوحي الحائطي المربوط حرًا الساند للتراب مطلوب:

١. حساب طول اختراق التربة من الخازوق.

٢. تصميم قضيب الشد إذا كانت المسافات البينية = 3.0 m.

٣. احسب معامل القطاع إذا كان الخازوق الحائطي من نوع الحديد ذي إجهاد $f_{all.}=1400\ kg/cm^2$.



الشكل ٤-٥٢: ضغط التربة الفعال وضغط التربة المقاوم على الخازوق الحائطي

الحـــل

- طبقة الرمل:

$$\gamma_{sat.}=2.67\ t/m^3,\qquad \gamma_d=1.5\ t/m^3,\qquad \phi=30°$$

- طبقة الرمل الطمي:

$$\gamma=1.9\ t/m^3,\qquad C=1.0\ t/m^2,\qquad \phi=20°$$

عند $\phi=30°$ فإن:

$$K_a=\frac{1}{3}$$

$$\because\ \gamma_d=\frac{G_s}{1+e}\cdot\gamma_w$$

$$\therefore\ 1.5=\frac{2.61}{1+e}$$

$$\therefore\ e=0.78$$

$$\because\ \gamma_{sat.}=\frac{G_s+e}{1+e}\cdot\gamma_w$$

$$\therefore \quad \gamma_{sat.} = 1.84 \ t/m^3$$

عند $\phi = 20°$ فإن: $K_a = 0.49, \quad K_p = 2.04$

الجدول ٤-٨: ضغط التربة الفعال

Point	C	K_a	$\sigma_{eff.}$	$\sigma_x = \sigma_{eff.} K_a - 2C\sqrt{K_a}$
a	–	0.33	0.00	0.00
b	–	0.33	$1.5 \times 3 = 4.5$	1.50
c	–	0.33	$4.5 + 1.5 \times 0.94 = 5.91$	1.97
d	1.0	0.49	5.91	1.50
e	1.0	0.49	$7.32 + 0.94d$	$2.19 + 0.46d$

الجدول ٤-٩: ضغط التربة المقاوم

Point	C	K_p	$\sigma_{eff.}$	$\sigma_x = \sigma_{eff.} K_p - 2C\sqrt{K_a}$
f	1.0	2.04	0.00	2.86
g	1.0	2.04	$0.94d$	$1.92d + 2.86$

الجدول ٤-١٠: عزوم قوى ضغط التربة

Force	Value	Arm	Moment
P_1	$0.5 \times 1.5 \times 3.0 = 2.25$	0.5	1.125
P_2	$1.5 \times 1.5 = 2.25$	2.25	5.06
P_3	$0.47 \times \frac{1.5}{2} = 0.35$	2.50	0.88
P_4	$1.5(1.5 + d) = 2.25 + 1.5d$	$3.75 + d/2$	$8.44 + 6.75d + 0.75d^2$
P_5	$1.5(1.5 + d) + 0.69 + 0.46d = 0.52 + 0.69d + 0.23d^2$	$4 + \frac{2d}{3}$	$2.08 + 3.11d + 1.38d^2 + 0.15d^3$
P_6	$2.86 \times d = 2.86d$	$4.5 + \frac{d}{2}$	$-12.87d - 1.43d^2$
P_7	$1.92d \times \frac{d}{2} = 0.96d^2$	$4.5 + \frac{2d}{3}$	$-4.32d^2 - 0.64d^3$

Force	Value	Arm	Moment
P_{w_1}	$\frac{\overline{1.5}^2}{2}=1.125$	2.05	2.81
P_{w_2}	$(1.5+d)\times1.5=$ $2.25+1.5d$	$3.75+\frac{d}{2}$	$8.44+6.75d+0.75d^2$
Σ	$11+0.83d-0.73d^2$	$d/2$	$28.84+3.74d-2.87d^2-0.49d^3$

$$\because \quad \sum M_a=0.0$$

$$\therefore \quad 28.84+3.74d-2.87d^2-0.49d^3=0.0$$

$$\therefore \quad d_{\text{th}}=3.05 \text{ m},$$

$$d_{\text{safe}}=3.05\times1.2=3.66\approx3.7 \text{ m}$$

تصميم قضيب التربيط

$$\sum X=0.0$$

$$A\ (^{**})=11+0.83\times3.05-0.73\times3.05\times2=6.74\ \text{ton/m}'$$

الشد في قضيب التربيط $=6.74\times3.0=20.22$ ton

لقضيب التربيط:

$$A_s=\frac{20.22\times10^3}{1400}=14.44\ \text{cm}^2=\frac{\pi D^2}{4}$$

$$\therefore \quad D=4.29 \text{ cm}$$

- عند نقطة صفر قوى القص:

$$\sum \text{Active force over dredge line}=\overset{P_1}{2.25}+\overset{P_2}{2.25}+\overset{P_3}{0.35}+\overset{P_{w_1}}{1.125}+\overset{P_4}{2.25}+\overset{P_5}{0.52}+\overset{P_{w_2}}{2.25}$$

$$=11.0$$

$$A=6.74 \text{ ton}$$

إذًا نقطة صفر قوى القص تكون فوق خط الجرف.

افترض أن نقطة صفر القص تحت منسوب المياه الجوفية:

$$P_1+P_2+P_3+P_{w_1}=2.25+2.25+0.35+1.25=5.97<6.74$$

إذًا نقطة صفر قوى القص تكون أسفل طبقة الطمي الطيني.

المحاولة الثانية

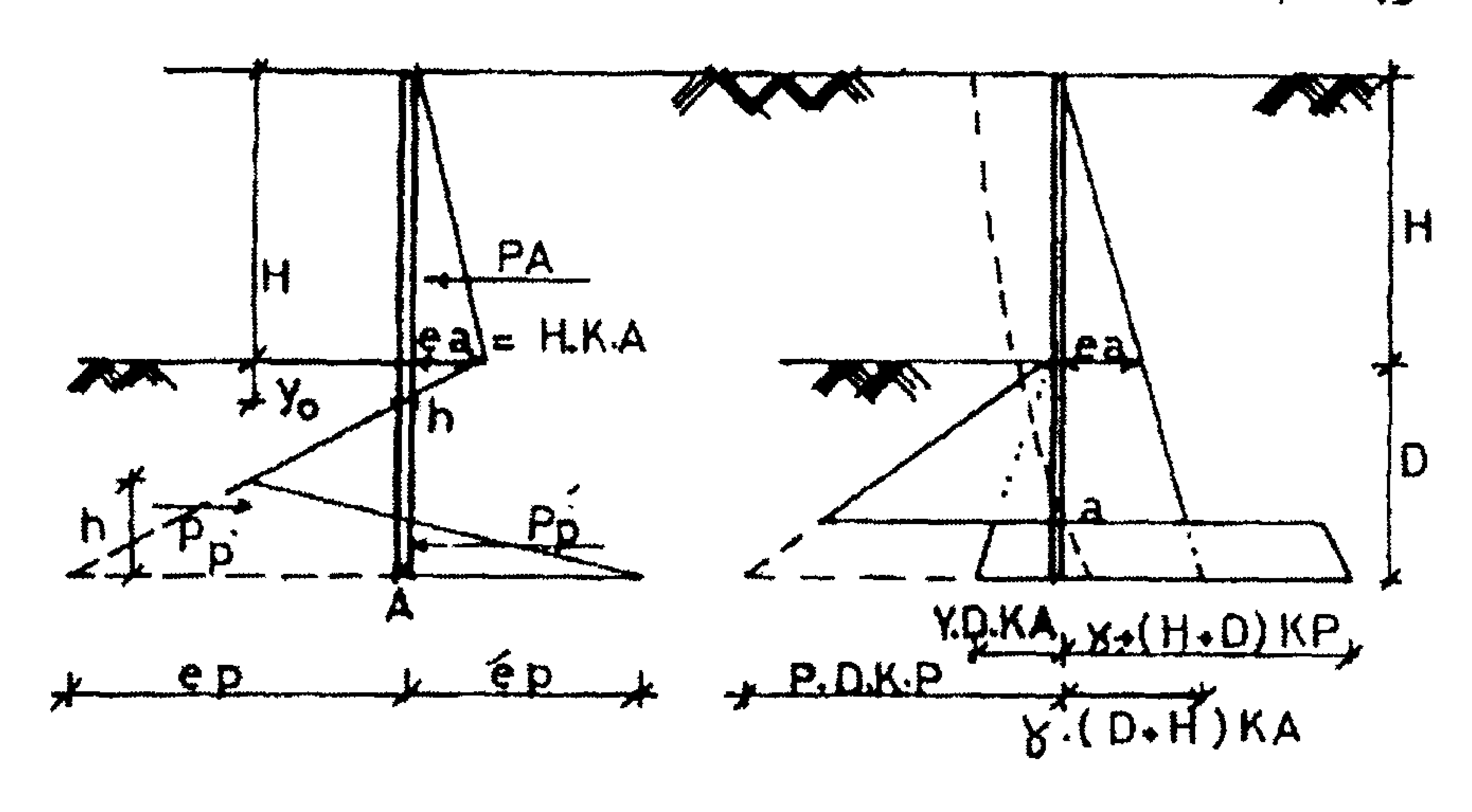
$$5.97+1.5X+(\text{neglect})+1.5X=6.74$$

$$\therefore \quad X=0.26$$

$$M_{max.} = 2.25(2.5+0.26)+2.25(0.75+0.26)+0.35(0.50+0.26)$$
$$+1.5\times\frac{\overline{0.26}^2}{2}+1.5\times\frac{\overline{0.26}^2}{2}-6.74\times3.26= \checkmark\checkmark$$

الحل الأكيد في حالة الخازوق اللوحي الحائطي الكابولي

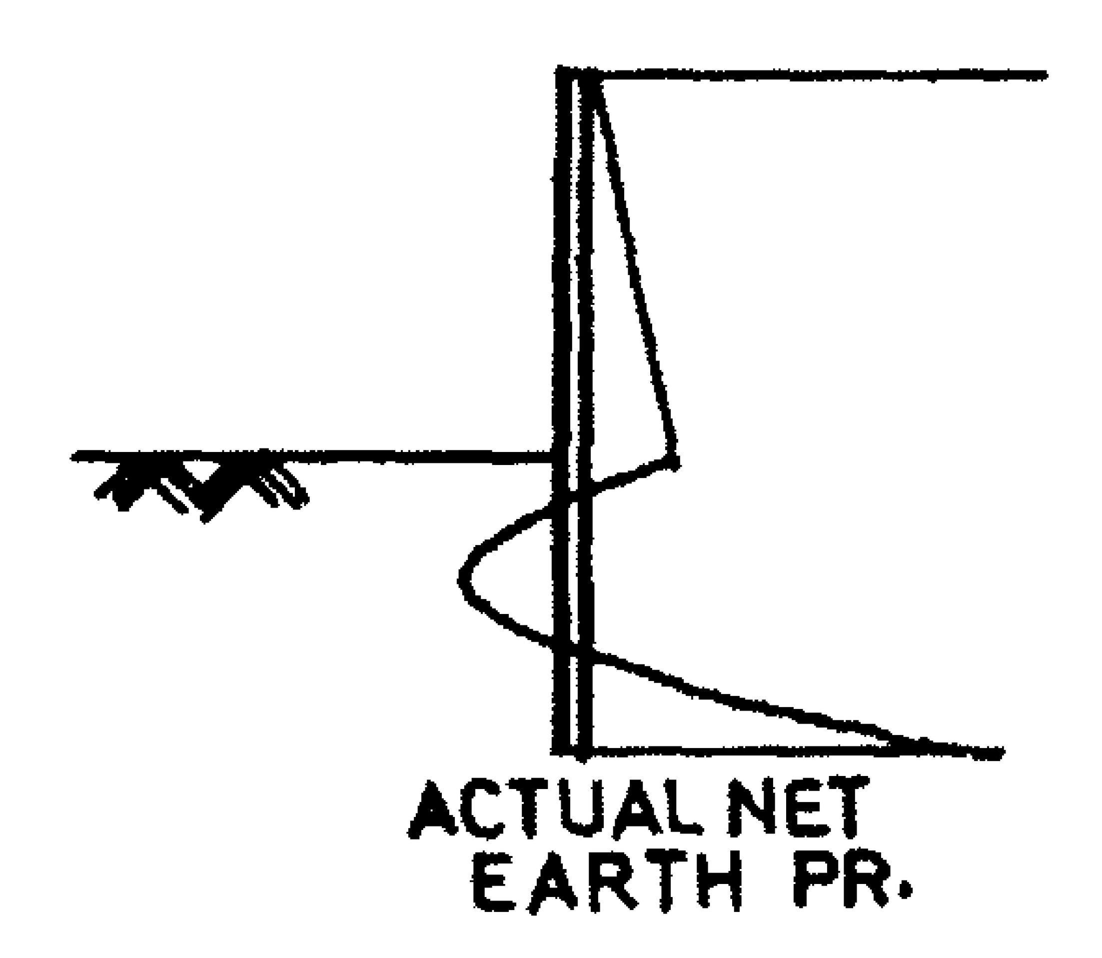
في حالة تربة – ϕ



الشكل ٤-٥٣: مثلثات الضغط الفعال للتربة والقوى المناظرة

حيث :

$$e_p = \gamma D K_p - \gamma(H+D)K_a$$
$$e_p^{\backslash} = \gamma(H+D)K_p - \gamma D K_a$$



الشكل ٤-٥٤: الضغط الفعال الصافي الفعلي

خطوات الحل

١. ارسم ضغط التربة الفعال الصافي.

٢. احسب e_p ، $e_p^{\backslash}$ ، e_a.

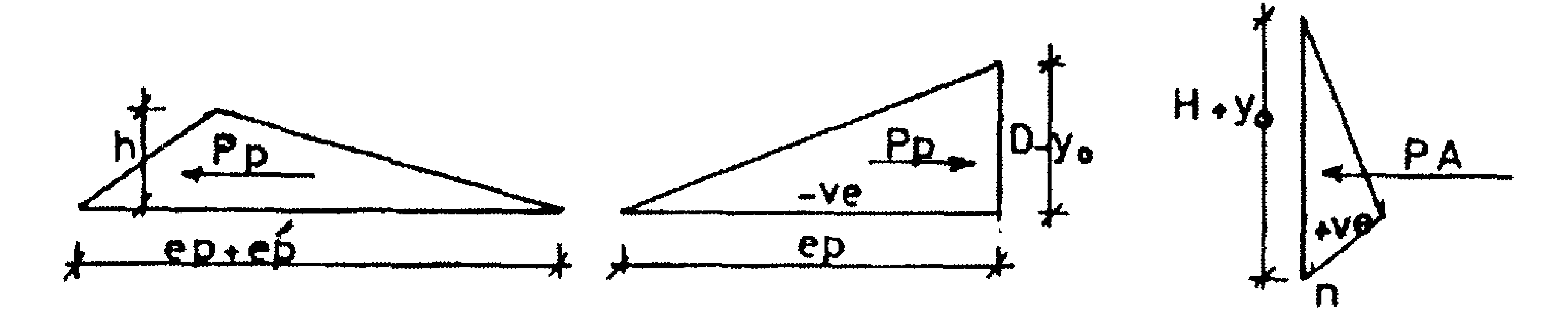
٣. احصل على نقطة صفر قوى ضغط التربة الصافي n.

$$\gamma y_o K_p = \gamma (y_o + H) K_a$$

$$\gamma y_o K_p = \gamma y_o K_a + \gamma H K_a$$

$$y_o = \frac{\gamma H K_a}{\gamma (K_p - K_a)}$$

٤. $$\sum X = 0.0$$



الشكل ٤-٥٥: مثلثات ضغوط التربة المختلفة

$$P_a - P_p + P_p^{\backslash} = 0.0$$

$$P_a - (D - y_o)\frac{e_p}{2} + \frac{h}{2}(e_p + e_p) = 0.0$$

$$h = \frac{e_p (D - y_o) - 2P_a}{(e_p + e_p^{\backslash})} \qquad (٤-٨)$$

٥. $$\sum M_a = 0.0 \qquad (٤-٩)$$

المعادلتان ٤-٨، ٤-٩ في مجهولين (h ، D). وبحل المعادلتين سوف نحصل على D ، h.

$$D = 2.0H \ (\phi = 28^\circ), \qquad D = 0.75H \ (\phi = 40^\circ)$$

٦. $$D_{\text{safe}} = 1.2D$$

حيث $F.O.S = 1.2$

٧. $H + D_{\text{safe}} =$ العمق الكلي للخازوق الحائطي

إن معامل الآمان = 1.2 يكون فقط لضغط تربة مقاوم لا تزيد عن أقصى قيمة مسموح بها له.

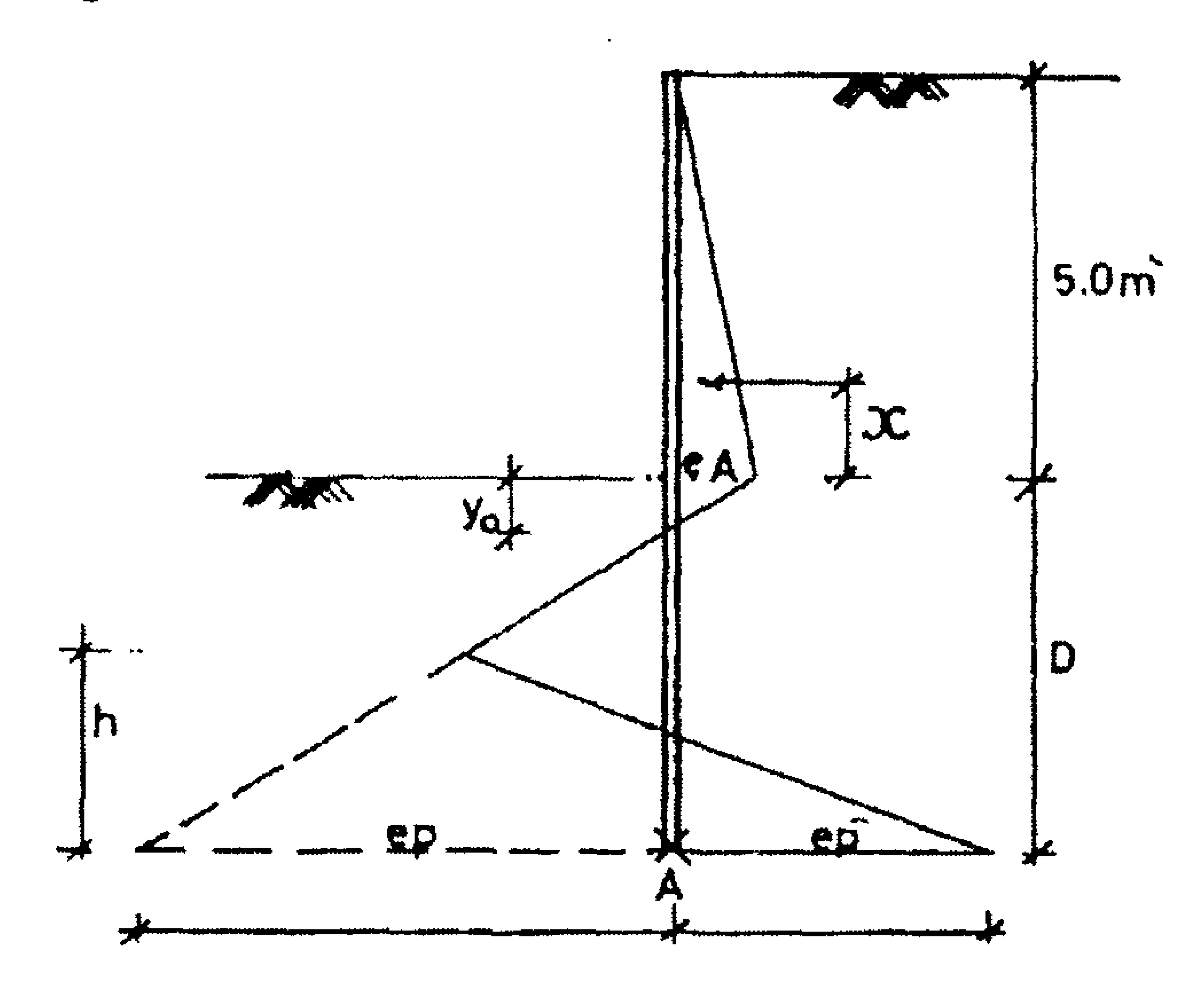
٨. احصل على نقطة صفر قوى القص كما فعلنا من قبل في الطريقة المبسطة.

٩. نحصل على $M_{\text{max.}} = \checkmark\checkmark$

١٠. احسب معامل القطاع: $Z = \frac{M_{max.}}{f_s}$

مثـــال ٤٤

احسب عمق الاختراق لخازوق حائطي كابولي (باستخدام الحل الأكيد) إذا كان الخازوق الحائطي خارق لتربة رملية ($\gamma b = 1.75 \ t/m^3$ ، $\phi = 35°$). حيث ارتفاع الحفر = 5.0 m.



الشكل ٤-٥٦: الخازوق الحائطي الكابولي المطلوب حسابه

الحـــل

$$\because \quad \phi = 35°$$

$$\therefore \quad K_a = \frac{1 - sin35}{1 + sin35} = 0.27, \qquad K_p = 3.69$$

$$e_a = 1.75 \times 5.0 \times 0.27 = 2.36 \ t/m^2$$

$$e_p = \gamma D K_p - \gamma (H + D) K_a$$

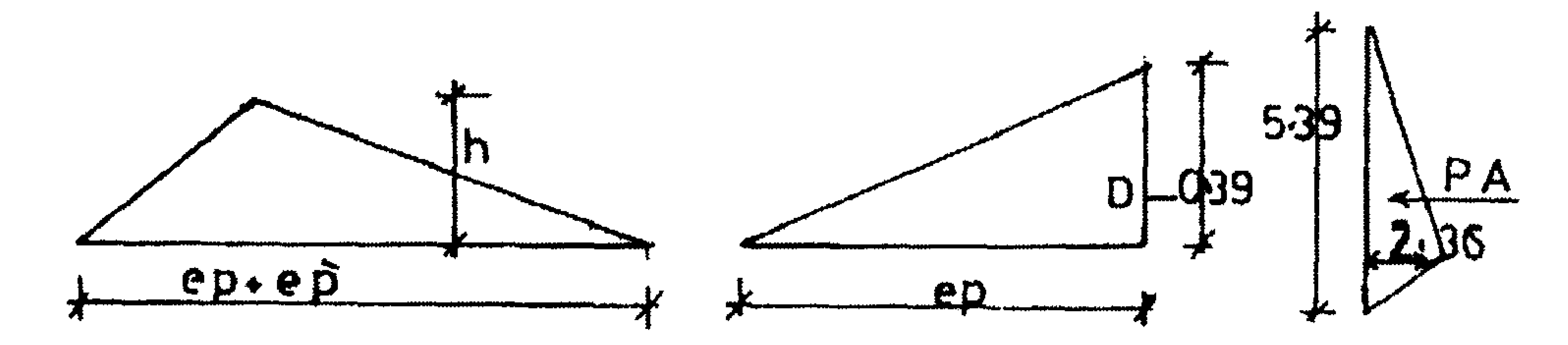
$$= 1.75 \times D \times 3.69 - 1.75 \times 5 \times 0.27 - 1.75 \times D \times 0.27 = 5.99D - 2.36$$

$$e_p^{\backslash} = \gamma (H + D) K_p - \gamma D K_a$$

$$= 1.75(50 + D) \times 3.69 - 1.75 \times D \times 0.27 = 32.29 + 5.98D$$

$$y_o = \frac{\gamma H K_a}{\gamma (K_p - K_a)} = \frac{1.75 \times 5.0 \times 0.27}{1.75(3.69 - 0.27)} = 0.39 \ m$$

$$\sum X = 0.0$$

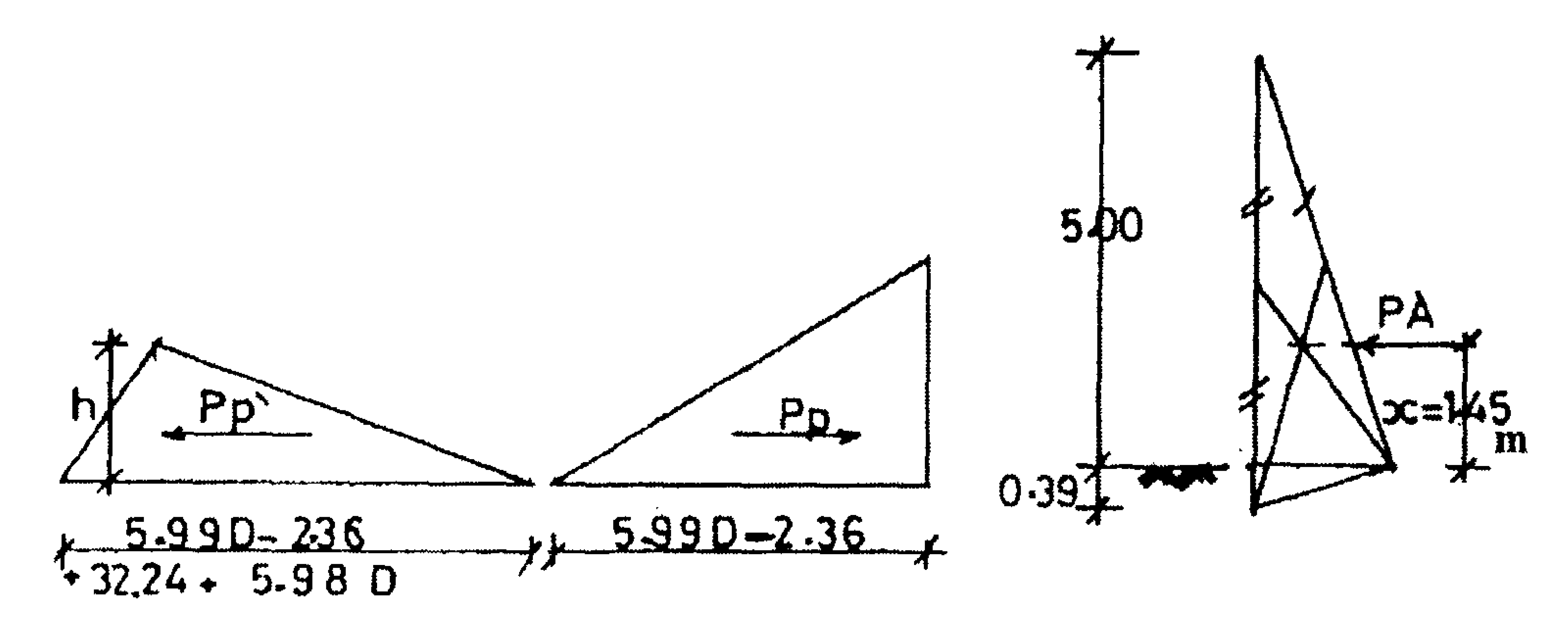


الشكل ٤-٥٧: مثلثات قوى ضغط التربة

$$P_a=\frac{1}{2}\times5.39\times2.36=6.36\text{ ton}$$

$$h=\frac{(5.99D-2.36)(D-y_o)-2\times6.36}{(5.99D-2.36)+(32.29+5.98)} \qquad (١٠-٤)$$

$$\sum M=0.0$$



الشكل ٤-٥٨: مثلثات ضغط التربة العرضي

$$P_p=\frac{5.99D-2.36}{2}(D-0.39)$$

$$P_a=6.36\text{ ton}$$

$$P_p^{\backslash}=(11.471+29.43)\frac{h}{2}$$

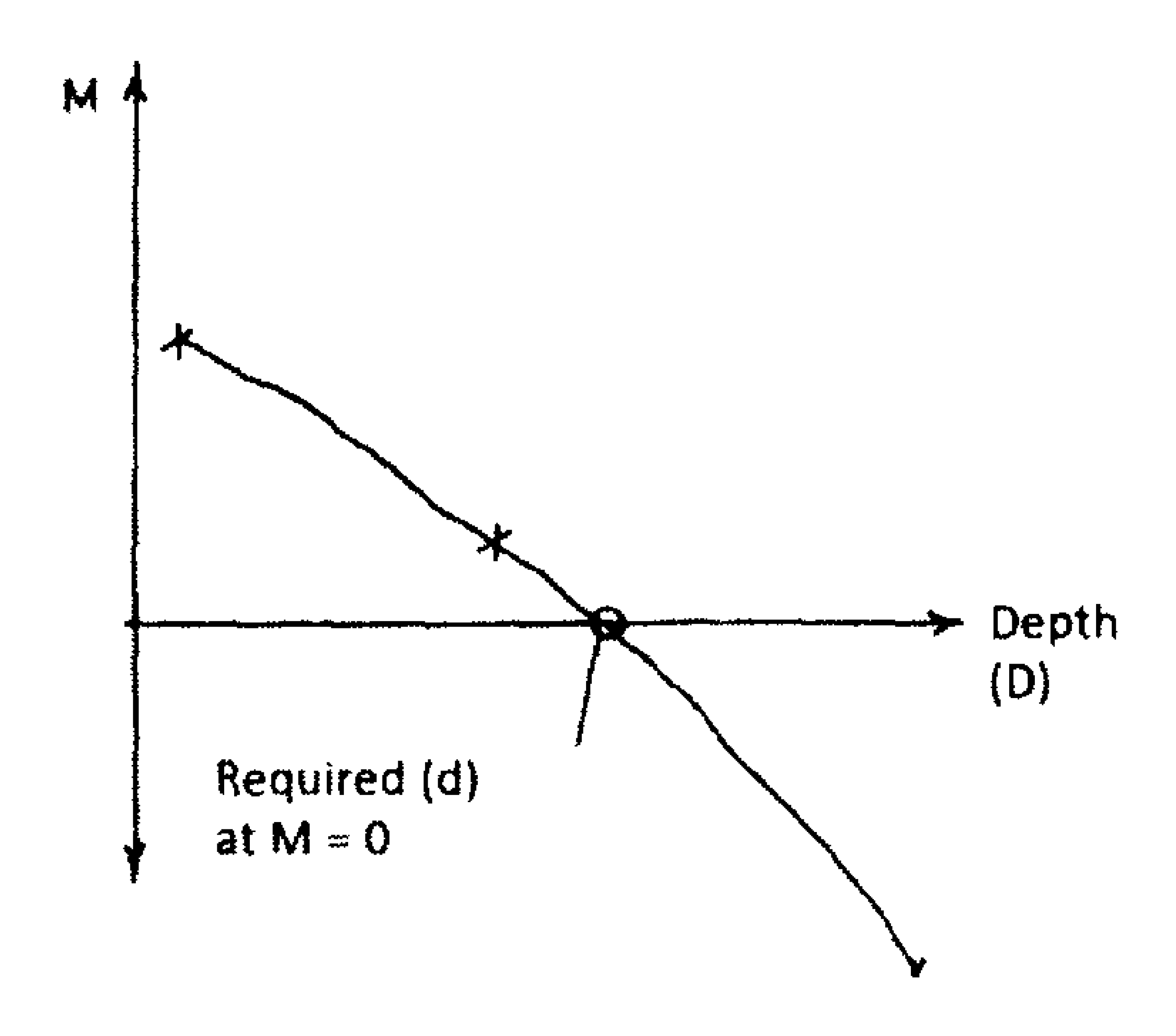
$$\sum M_a=P_a(1.45+D)-P_p(D-y_o)\times\frac{1}{3}+P_p^{\backslash}\cdot\frac{h}{3} \qquad (١١-٤)$$

بأخذ $D=1.25\times5.0\approx6.0\text{ m}$

افترض أن المحاولة الأولى $h=2.45$

فإننا نحصل على $M=\checkmark\checkmark$

سوف يكون لا يساوي صفرًا، لذلك نعيد الخطوات باستخدام عدد من D ، ثم نرسم العلاقة كما هي موضحة بالشكل ٤-٥٩.



الشكل ٤-٥٩: طريقة تحديد العمق d المطلوب بيانيًا

في حالة وجود منسوب مياه جوفية

ضغط التربة الصافي حيث:

$$e_a = (h_1\gamma_1 + h_2\gamma_{sub.})K_a$$
$$e_p = \gamma_{sub.} DK_p - [\gamma_b h_1 + \gamma_{sub.}(h_2 + D)]K_a$$
$$e_p' = [\gamma_b h_1 + \gamma_{sub.}(h_2 + D)]K_p - \gamma_{sub.} DK_a$$

ملاحظة

ضغط المياه متساوي من جميع الجوانب.

خطوات الحل

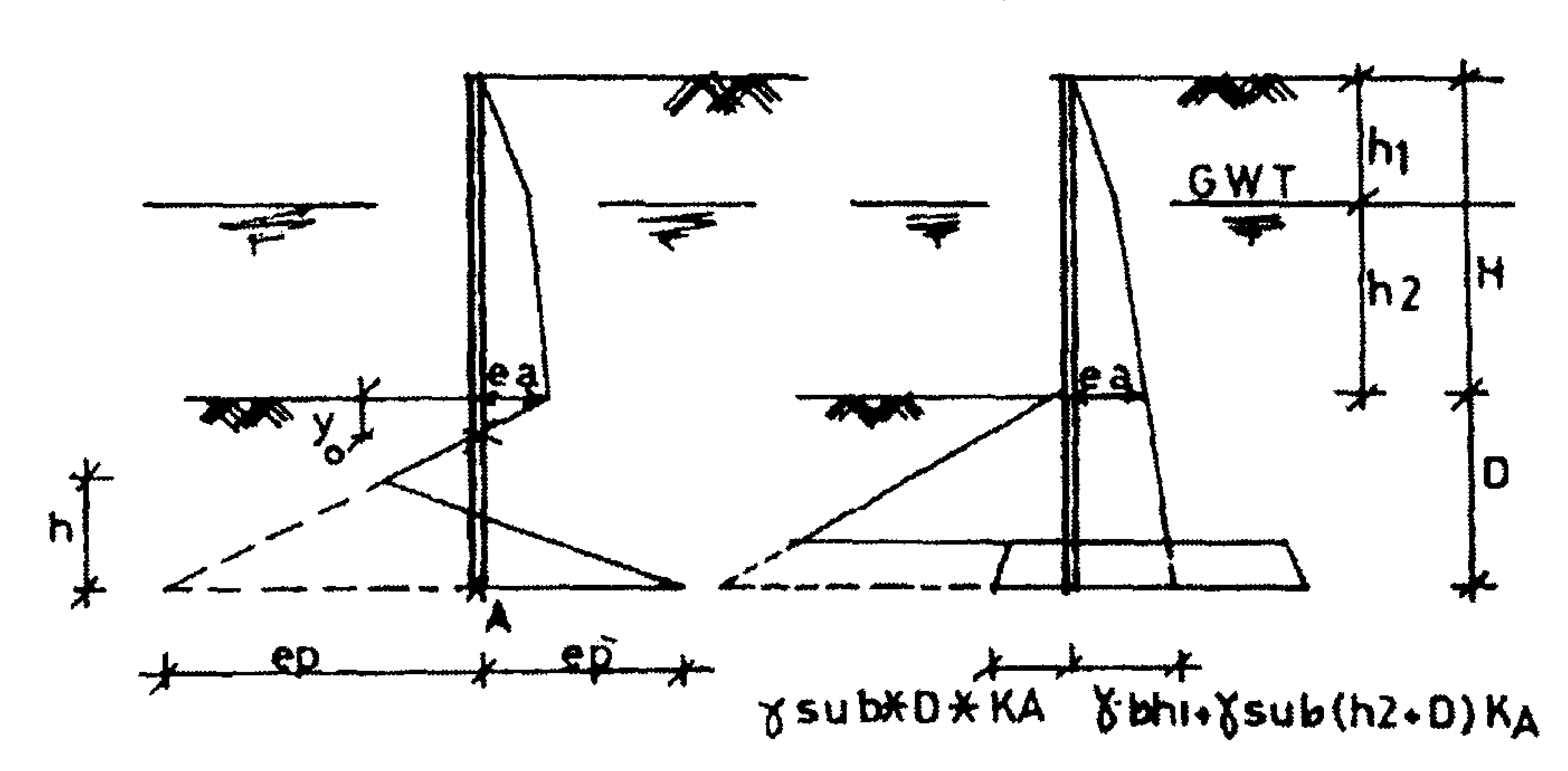
١. ارسم ضغط التربة الصافي.

٢. احسب e_a ، e_p ، e_p' .

٣. احصل على نقطة صفر ضغط التربة الصافي n.

$$(\gamma_b h_1 + \gamma_{sub.} h_2 + \gamma_{sub.} D)K_a = \gamma_{sub.} DK_p$$
$$(\gamma_b h_1 + \gamma_{sub.} h_2)K_a + \gamma_{sub.} y_o K_a = \gamma_{sub.} y_o K_p$$
$$e_o + \gamma_{sub.} y_o K_a = \gamma_{sub.} y_o K_p$$

$$y_o = \frac{e_a}{\gamma_{\text{sub.}}\left(K_p - K_a\right)}$$

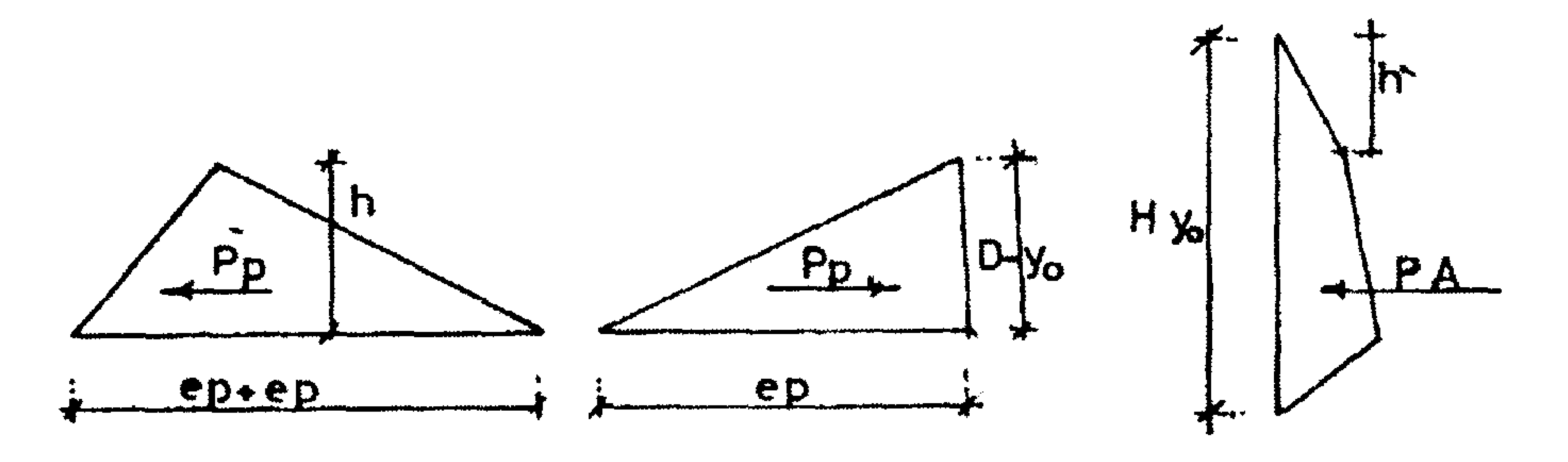


الشكل ٤-٦٠: ضغوط التربة العرضية المختلفة

٤. $\sum X = 0.0$

$$P_a - \left(D - y_o\right)\frac{e_p}{2} + \frac{h}{2}\left(e_p + e_p^{\backslash}\right) = 0.0$$

$$h = \frac{e_p\left(D - y_o\right) - 2P_a}{e_p + e_p^{\backslash}}$$



الشكل ٤-٦١: مثلثات ضغط التربة العرضي

٥. (٤-١٢) $\sum M_a = 0.0$

المعادلة ٤-١٢ دالة في D ، h .

٦. $D_{\text{safe}} = 1.2D$

٧. العمق الكلي للخازوق الحائطي $= H + D_{\text{safe}}$

٨. احصل على نقطة القص وأقصى عزم.

في حالة منسوب المياه الأرضية (المناسيب غير متساوية)

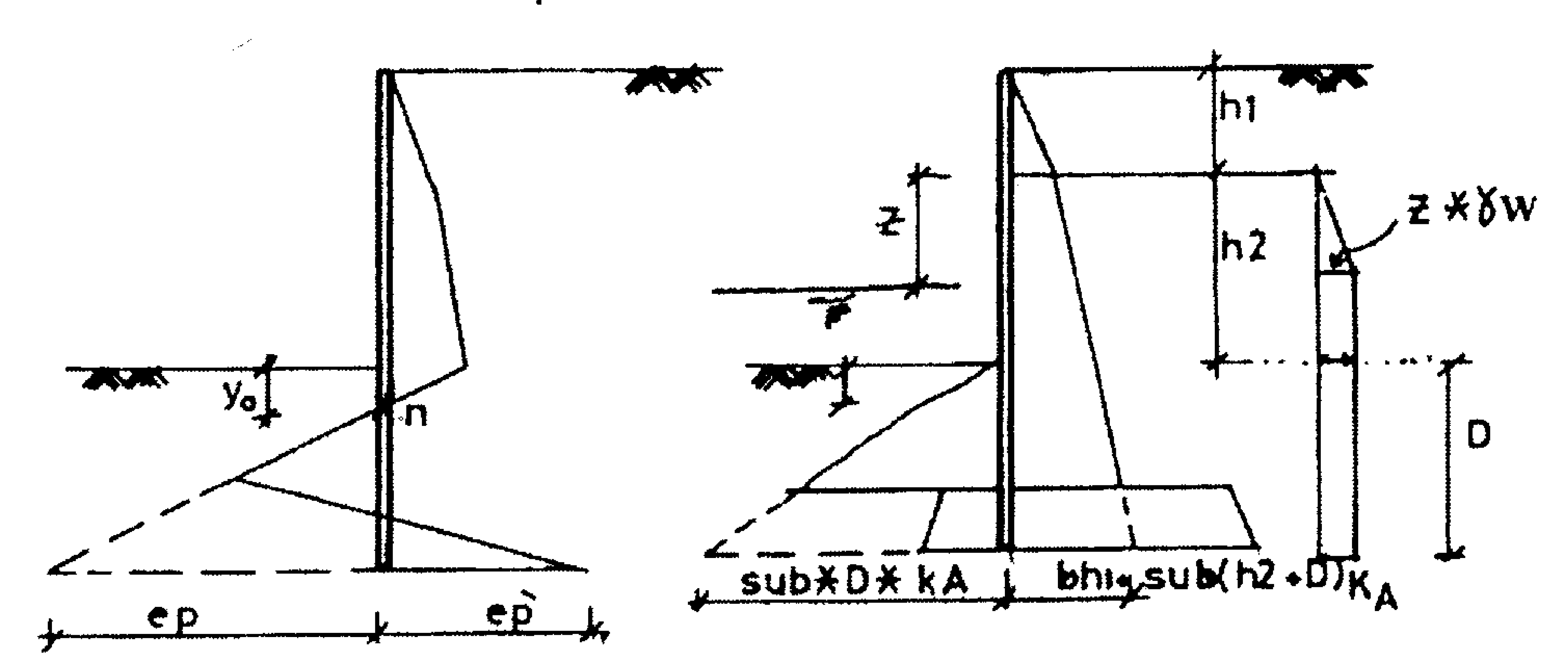
للحصول على y_o :

$$\gamma_{\text{sub.}} y_o K_p = \left[\gamma_b h_1 + (h_2 + y_o)\gamma_{\text{sub.}}\right] K_a + Z_{\text{known}} \gamma_w$$

$$\therefore \quad y_o = \checkmark\checkmark$$

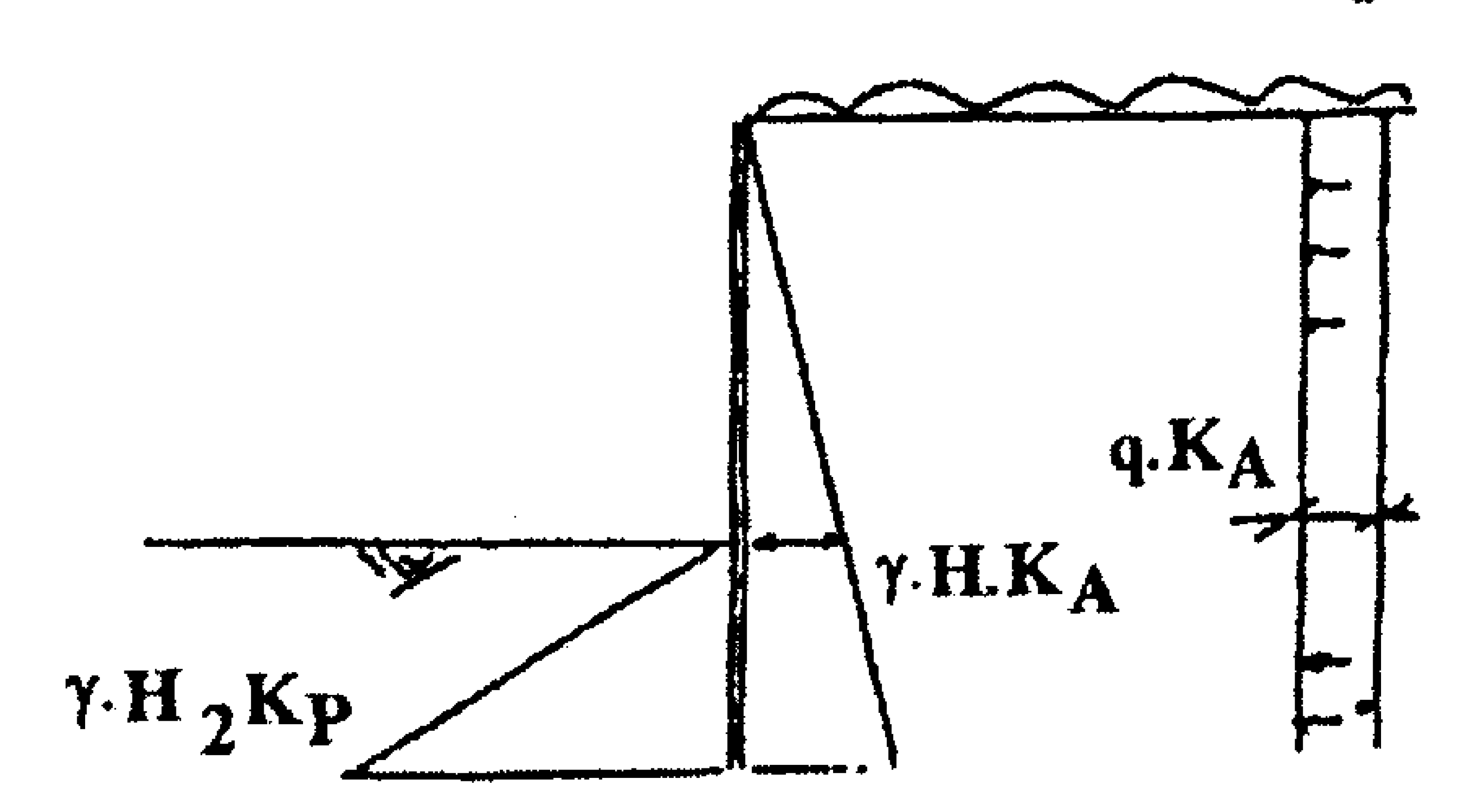
$$e_p = \gamma_{\text{sub.}} D K_p - \left[\gamma_b h_1 + (h_2 + D)\gamma_{\text{sub.}}\right] K_a - Z \gamma_w$$

$$e_p^{\backslash} = -------------$$



الشكل ٤-٦٢: توزيع مثلثات قوى الضغط الفعال والمقاوم

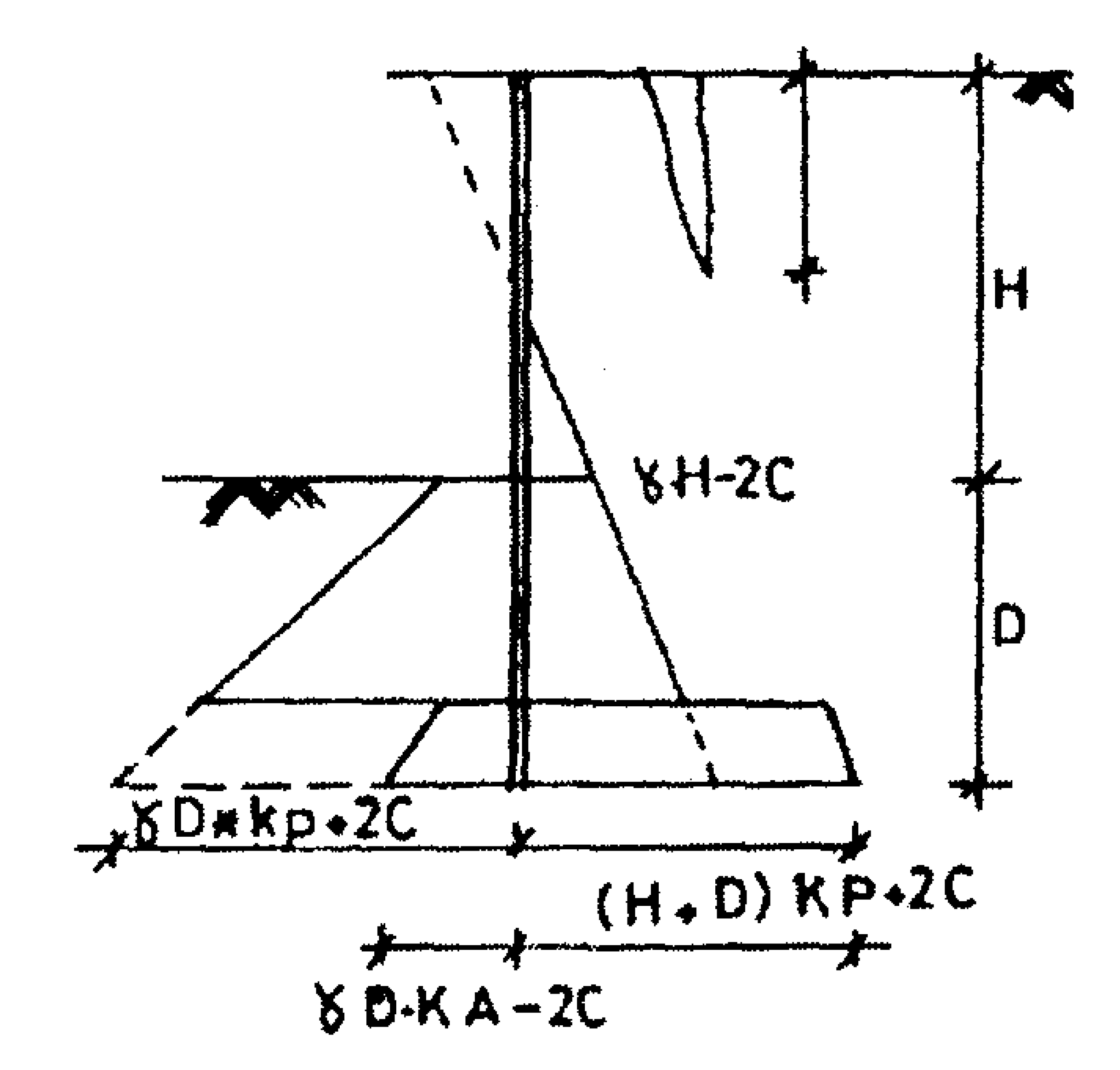
في حالة وجود حمل حي أعلى سطح الأرض الطبيعية

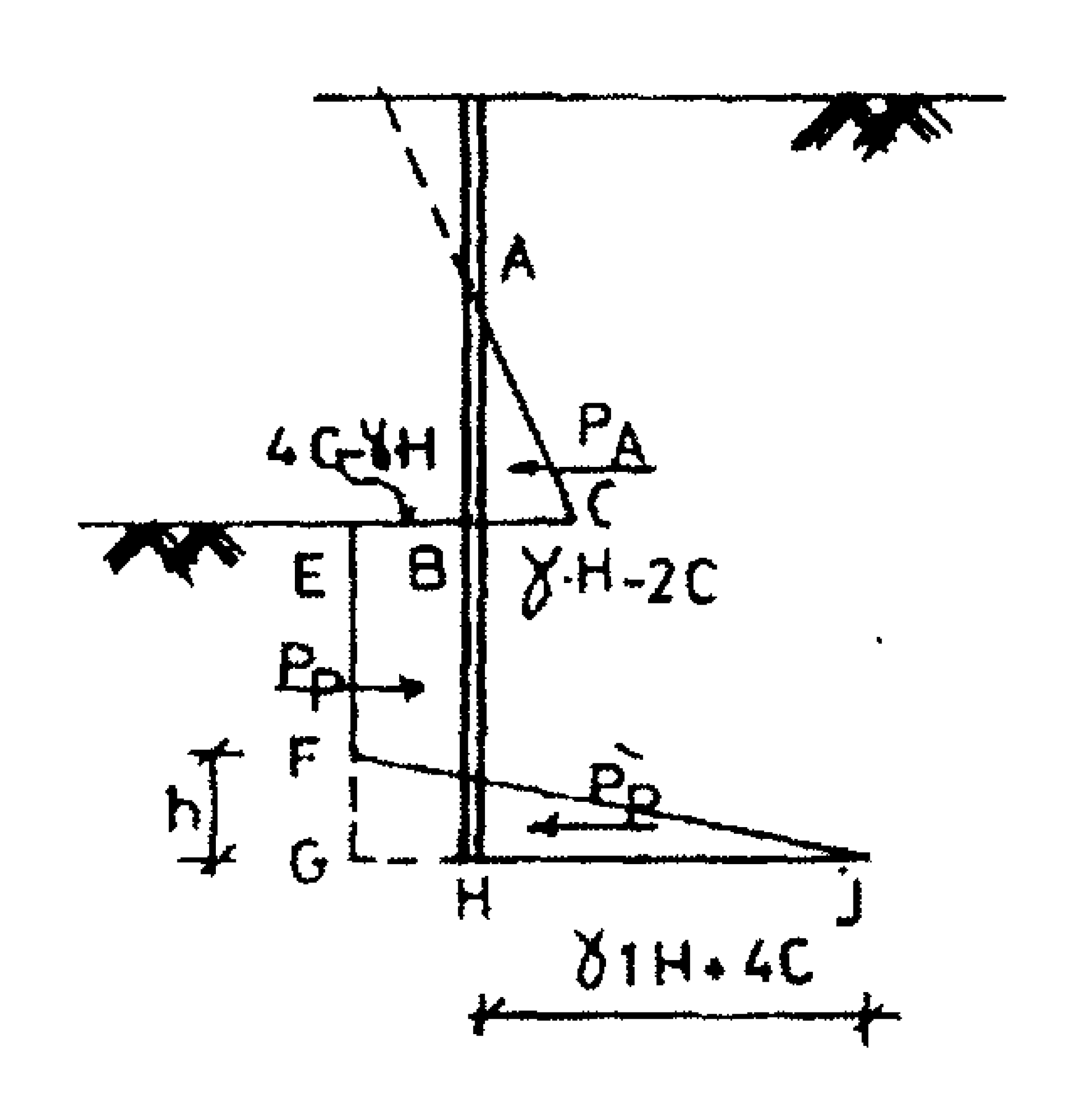


الشكل ٤-٦٣: مثلثات ضغط التربة العرضي

في حالة تربة-C

$$\because \quad \phi = 0.0 \qquad \therefore \quad K_a = K_p = 1.0$$



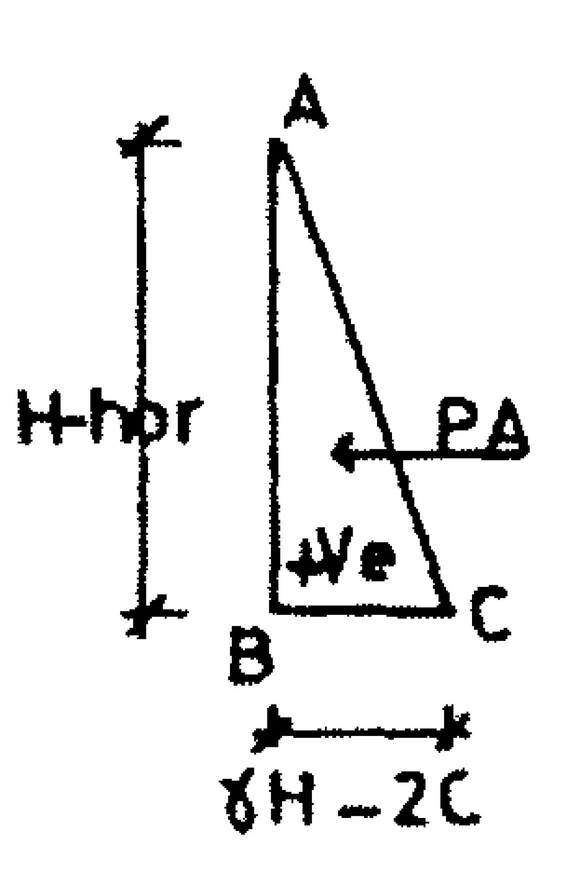


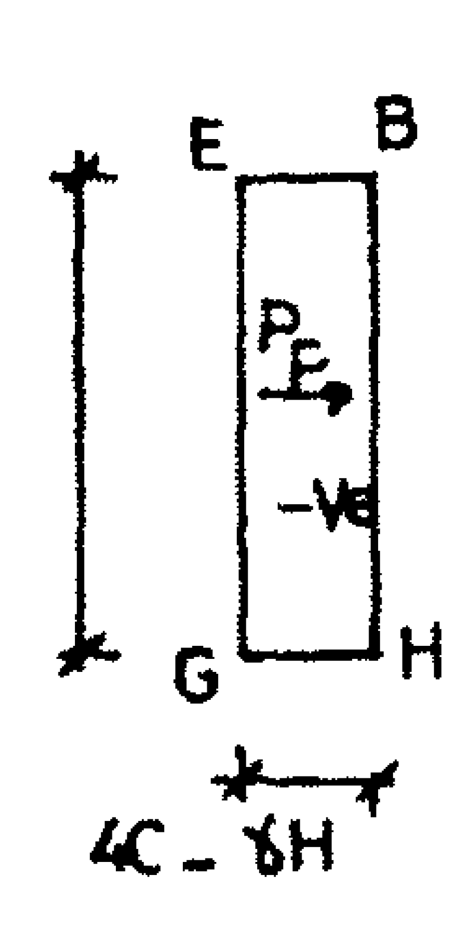
الشكل ٤-٦٤: ارتفاع الشرخ في منطقة الشد مع توزيع بقية مثلثات قوى ضغط التربة

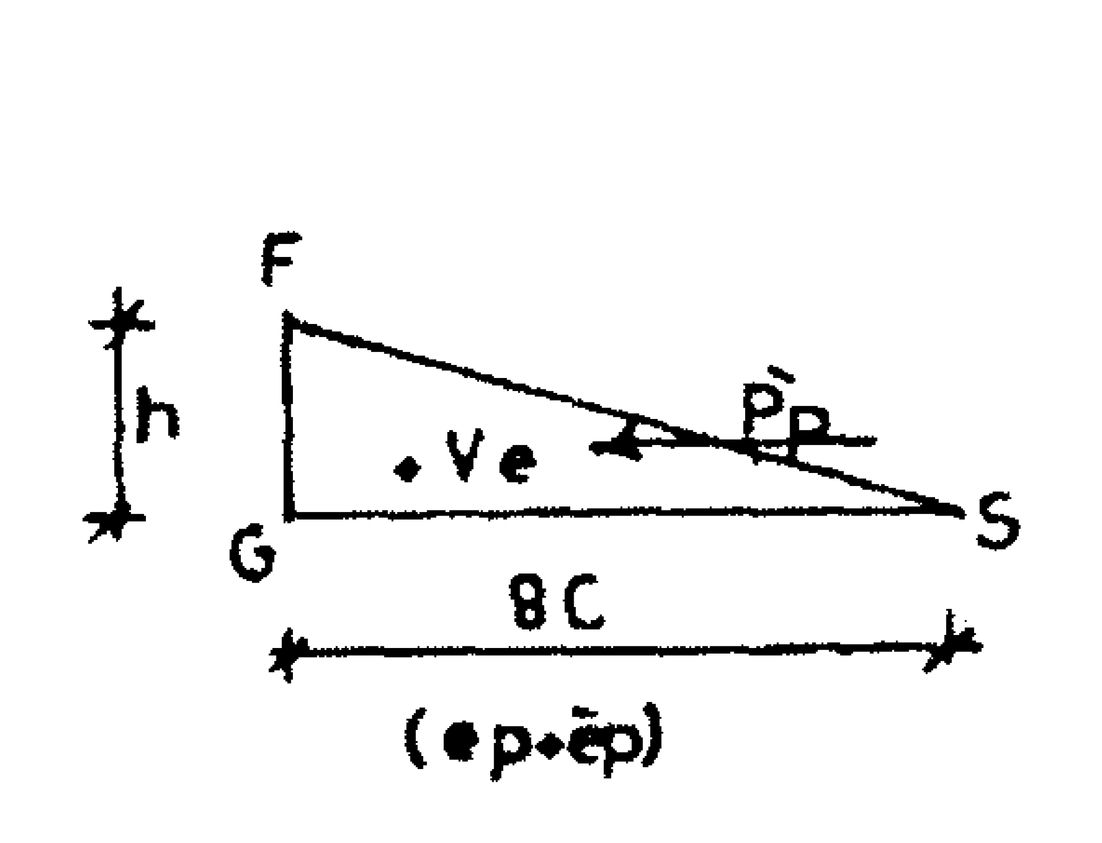
١. ارسم ضغط التربة الصافي.

٢. $$\sum X = 0.0$$

$$\frac{h \times 8C}{2} + \frac{(\gamma H - 2C)(H - h_{\text{cra.}})}{2} - (4C - \gamma H)D = 0.0$$







الشكل ٤-٦٥: حساب محصلة كل قوى الضغط ومراكز ثقلها

٣. $$\sum M_H = 0.0$$

٤. $$D_{\text{safe}} = 1.2D$$

٥. العمق الكلي للخازوق الحائطي $= H + D_{\text{safe}}$

٦. احصل على نقطة صفر القص.

٧. $$M_{\max.} = \checkmark\checkmark$$

٨. احسب معامل القطاع: $$Z = \frac{M_{\max.}}{f_s}$$

إذا كان عرض المستطيل EBGH أقل من الصفر لذلك سوف لا يحدث اتزان باستخدام الخازوق الحائطي الكابولي. لذلك يجب عليك استخدام خازوق حائطي مربوط. أي أن:

$$4C - \gamma H \leq 0.0$$

♦ الخازوق الحائطي $4C \leq \gamma H$

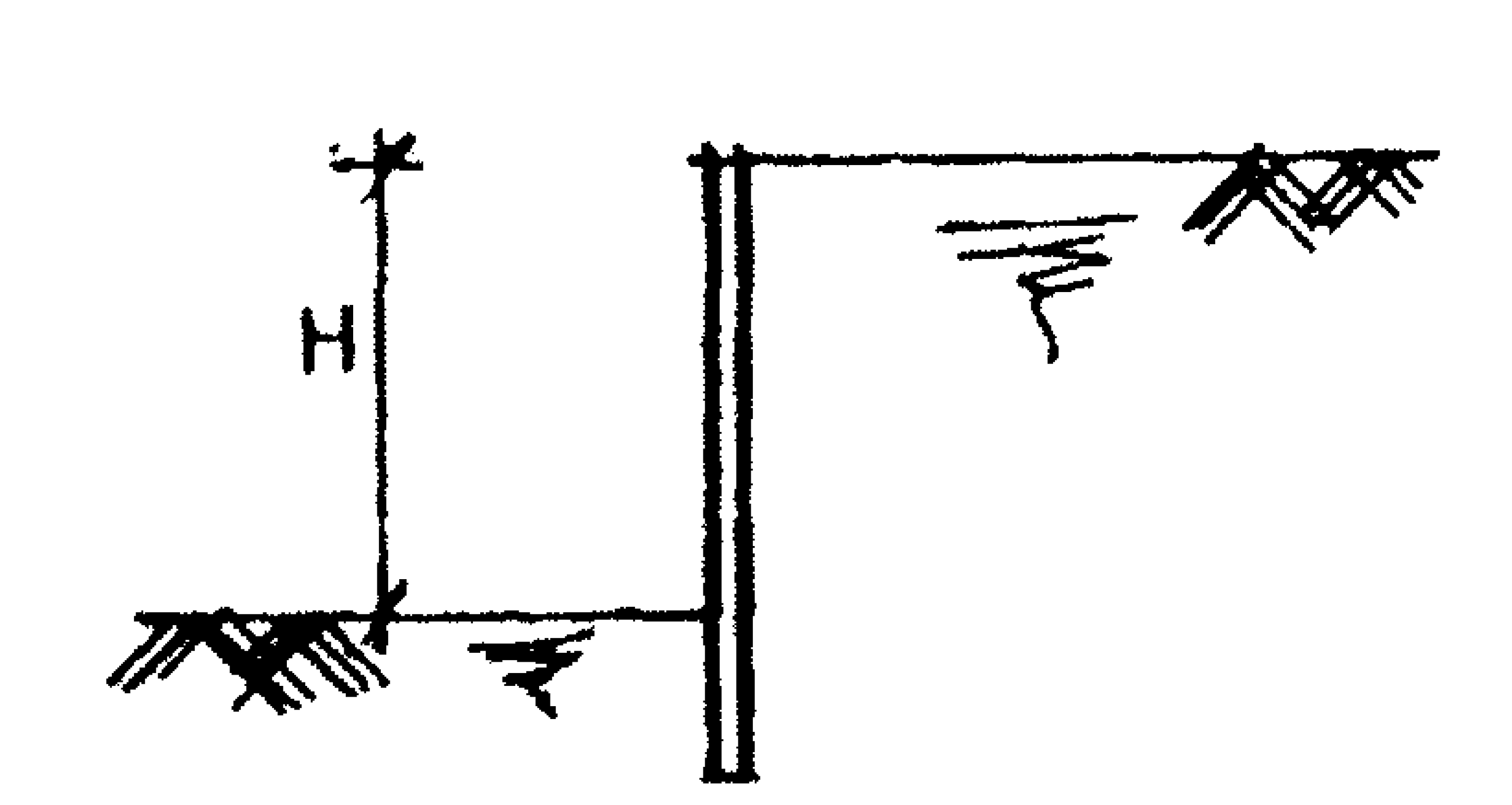
غير متزن على أنه كابولي وتحتاج إلى خازوق حائطي مربوط

♦ إذا كان $H < \dfrac{4C}{\gamma}$

فإننا لا نحتاج لاستخدام خازوق حائطي لأن H أقل من الارتفاع الحرج للحفر الذي يساوي H_o حيث:

$$H_o = \frac{4C}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

ولكن سوف نعمل حائط خازوقي لمزيد من الأمان. وكذلك من أجل إذا كان هناك مستوى مياه جوفية فإنه يجب علينا عمل خازوق حائطي لوحي.



الشكل ٤-٦٦: سطح الأرض أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

مثال ٤ـ٥

الشكل ٤-٦٧: الخازوق الحائطي اللوحي المطلوب تصميمه (شكل سطح الأرض أمامه وخلفه)

الحـــل

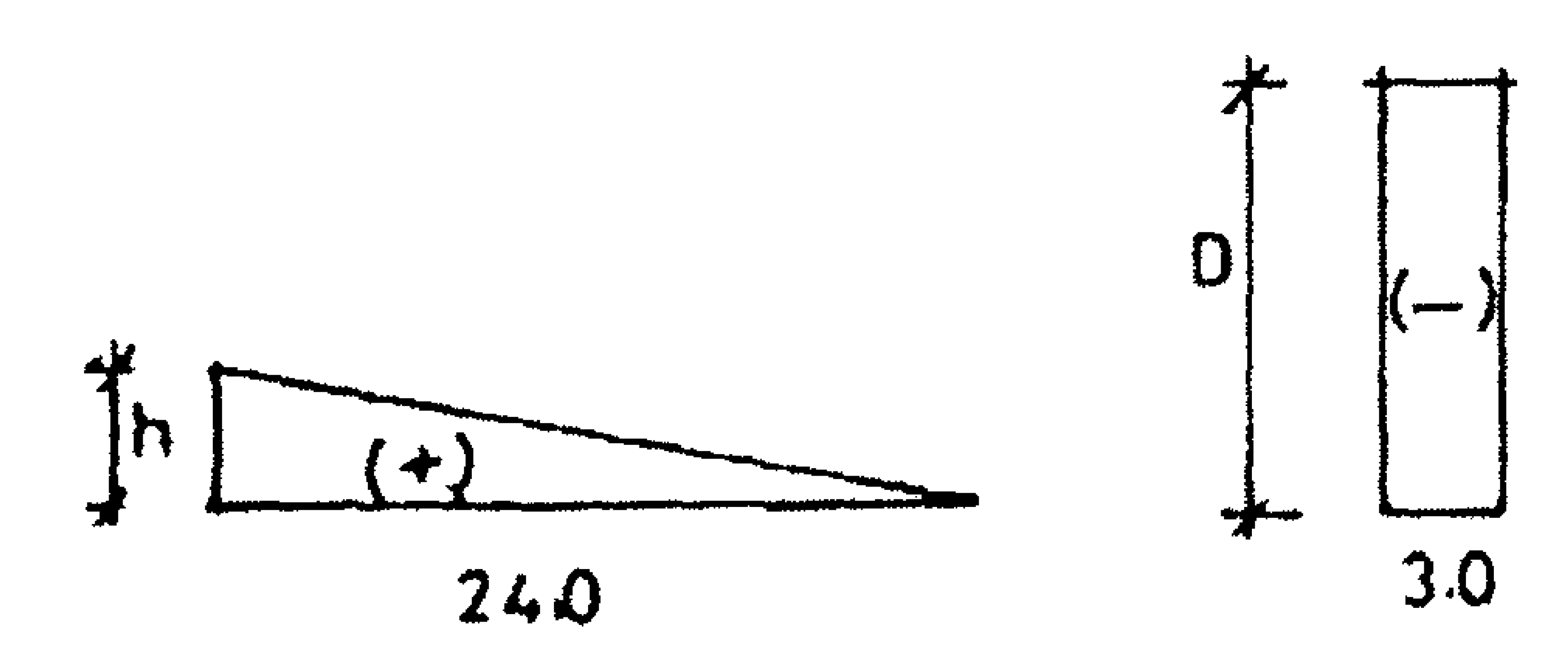
١. (آمن) $$\gamma H = 1.8 \times 5.0 = 9.0 \ \mathrm{t/m^2} < 4C = 12 \ \mathrm{t/m^2}$$

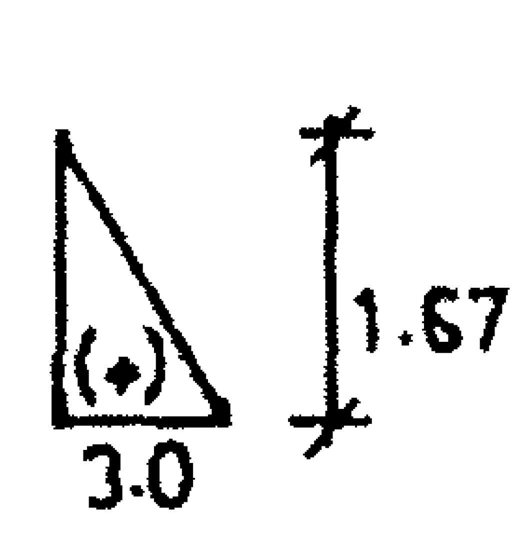
٢. $$h_{\mathrm{cra.}} = \frac{2C}{\gamma_{\mathrm{eff.}} \sqrt{K_a}} = \frac{2 \times 3.0}{1.8\sqrt{1.0}} = 3.33 \ \mathrm{m}$$

٣. $$\gamma H - 2C = 1.8 \times 5.0 - 2 \times 3.0 = 3.0 \ \mathrm{t/m^2}$$

$$4C - \gamma H = 4 \times 3 - 1.8 \times 5.0 = 3.0 \ \mathrm{t/m^2}$$

$$8C = 24 \ \mathrm{t/m^2}$$





الشكل ٤-٦٨: مثلثات ضغوط التربة العرضية

$$\sum X = 0.0$$

$$\frac{3 \times 1.67}{2} + \frac{24h}{2} - 3D = 0.0$$

$$2.5 + 12h - 3D = 0.0 \qquad (٤-١٣)$$

$$\sum M = 0.0$$

$$2.5\left(D + \frac{1.67}{3}\right) + 12h\frac{h}{3} - 3D\frac{D}{2} = 0.0 \qquad (٤-١٤)$$

إن الحل يكون بافتراض قيمة D في المعادلة ٤-١٣، ونوجد قيمة h، ثم نعوض في المعادلة ٤-١٤ لتصبح صفرًا.

نفرض أن $$D = 2H = 2 \times 2.5 = 10 \ \mathrm{m}$$

$$\therefore \ h = 2.29 \ \mathrm{m} \qquad \therefore \ \sum M = -102 \ \mathrm{m.t}$$

نفرض أن $$D = 5.0 \ \mathrm{m}$$

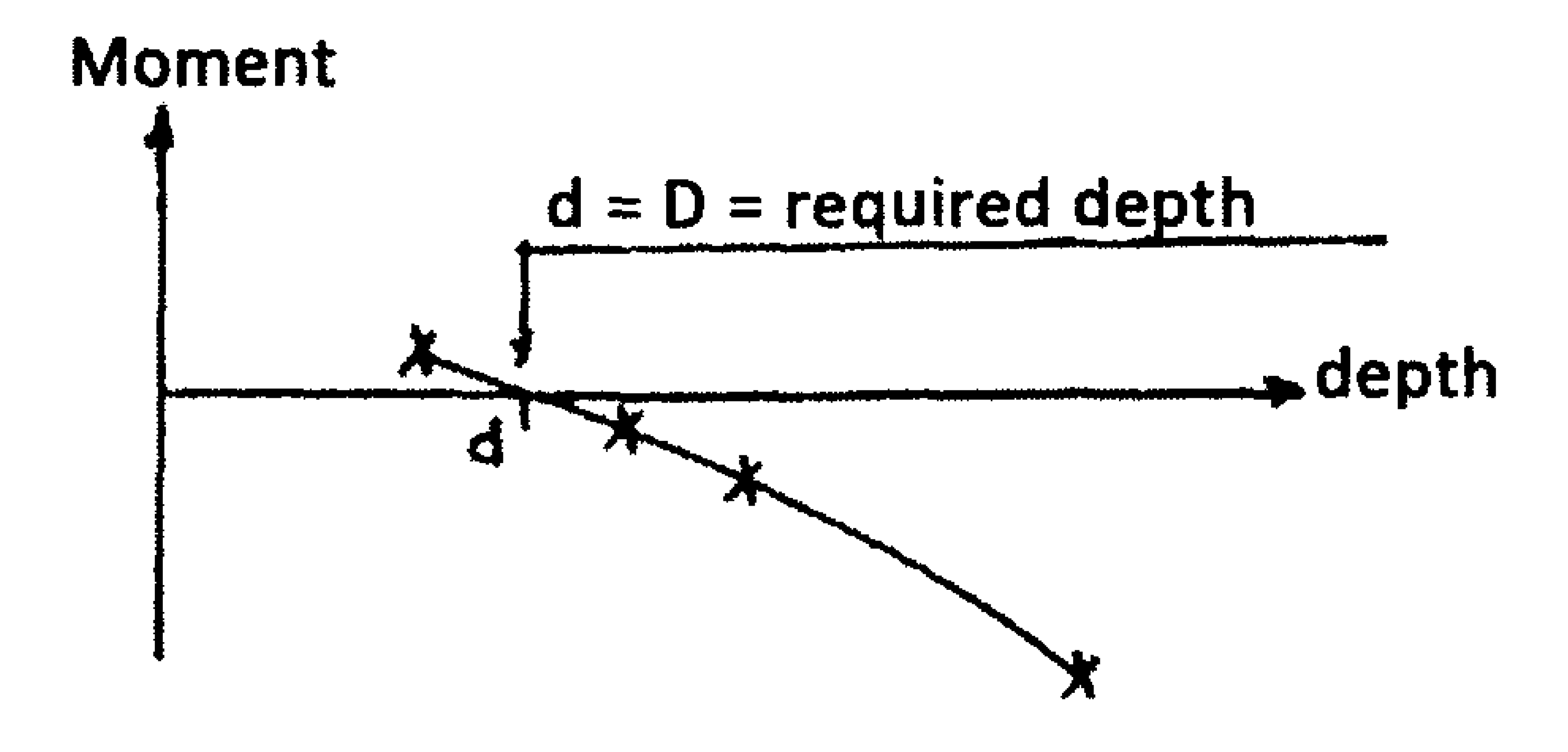
$$\therefore \ h = 1.04 \ \mathrm{m} \qquad \therefore \ \sum M = 19.3 \ \mathrm{m.t}$$

نفرض أن $$D = 4.0 \ \mathrm{m}$$

$$\therefore \ h = 0.39 \ \mathrm{m} \qquad \therefore \ \sum M = -10.11 \ \mathrm{m.t}$$

نفرض أن $D=2.0\ \text{m}$

$$\therefore\ h=0.29\ \text{m} \qquad \therefore\ \sum M=0.73\ \text{m.t}$$



الشكل ٤-٦٩: التحديد البياني لقيمة العمق المطلوب

مثـــال ٤ـ٦

الشكل ٤-٧٠: منسوب الأرض والمياه أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

تربة رملية طميية $\gamma=2\ \text{t/m}^3$. المطلوب:

١. عمق الاختراق.

٢. ارسم مخطط شكل عزوم الانحناء.

الحـــل

١. حساب ضغط التربة:

$$K_a=\frac{1-\sin 25}{1+\sin 25}=0.4059, \qquad \therefore\ K_p=2.4639$$

$$e_{\substack{a\\p}}=P_v K_{\substack{a\\p}} \mp 2C\sqrt{K_{\substack{a\\p}}}$$

بالنسبة لضغط التربة الفعال فإن:

$$e_{a_1}=0-2C\sqrt{K_a}=-2\times0.5\sqrt{0.4059}=-0.639\ \text{t/m}^2$$

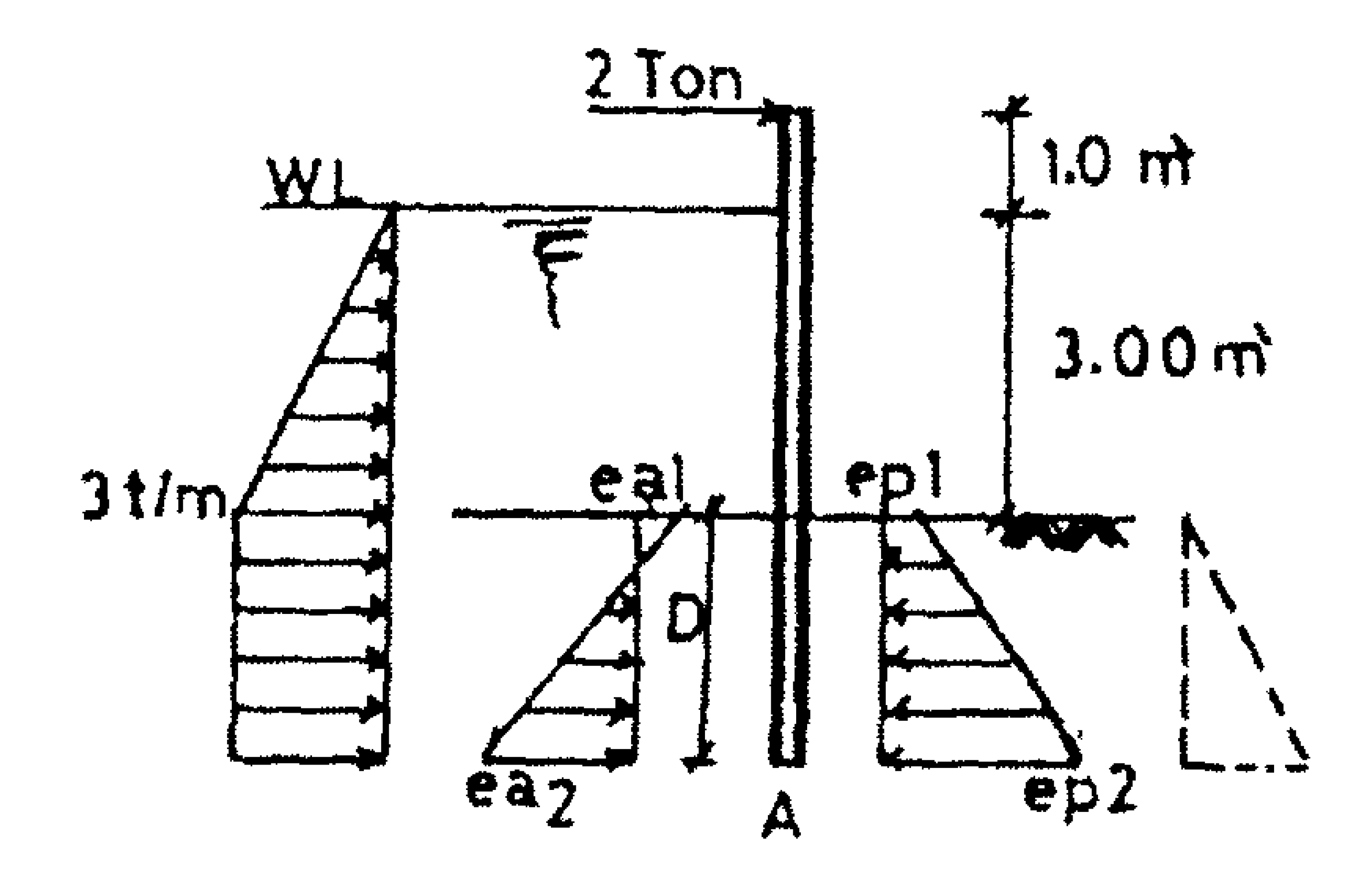
$$e_{a_2}=\gamma hK_a-2C\sqrt{K_a}=1\times D\times0.4059-0.637=0.4059D-0.637$$

بالنسبة لضغط التربة المقاوم فإن:

$$e_{p_1}=+2C\sqrt{K_p}=2\times0.5\sqrt{2.4639}=1.5697$$

$$e_{p_2}=2.4639D+1.5697$$

$$\frac{D_1}{D}=\frac{0.637}{0.4059D}\qquad\therefore\quad D_1=1.5694\ \text{m}$$



الشكل ٤-٧١: مثلثات ضغط التربة والمياه العرضي أمام وخلف الحائط

٢. مخطط شكل عزوم الانحناء:

$$\sum MwA=0$$

$$2(4+D)+\frac{1}{2}(0.4059D-0.63)(D-1.5694)\times\frac{1}{3}$$

$$+\frac{1}{2}\times3\times3(1+D)-\frac{1}{2}\times0.637\times1.5694(D-0.5231)$$

$$-1.5697D^2\times\frac{1}{2}-\frac{1}{2}\times2.4639D\times D\frac{D}{3}+3D^2\times\frac{1}{2}=0$$

$$8+2D+1.5D^2+(0.06765D-0.10617)(D^2-3.1388D+2.463)$$

$$+4.5+4.5D-0.5D+0.2615-0.7849D^2-0.4107D^3=0$$

$$12.7615+6D+0.7151D^2-0.4107D^3+0.06765D^3-0.21234D^2$$

$$+0.1666D-0.10617D^2+0.333D-0.2615=0$$

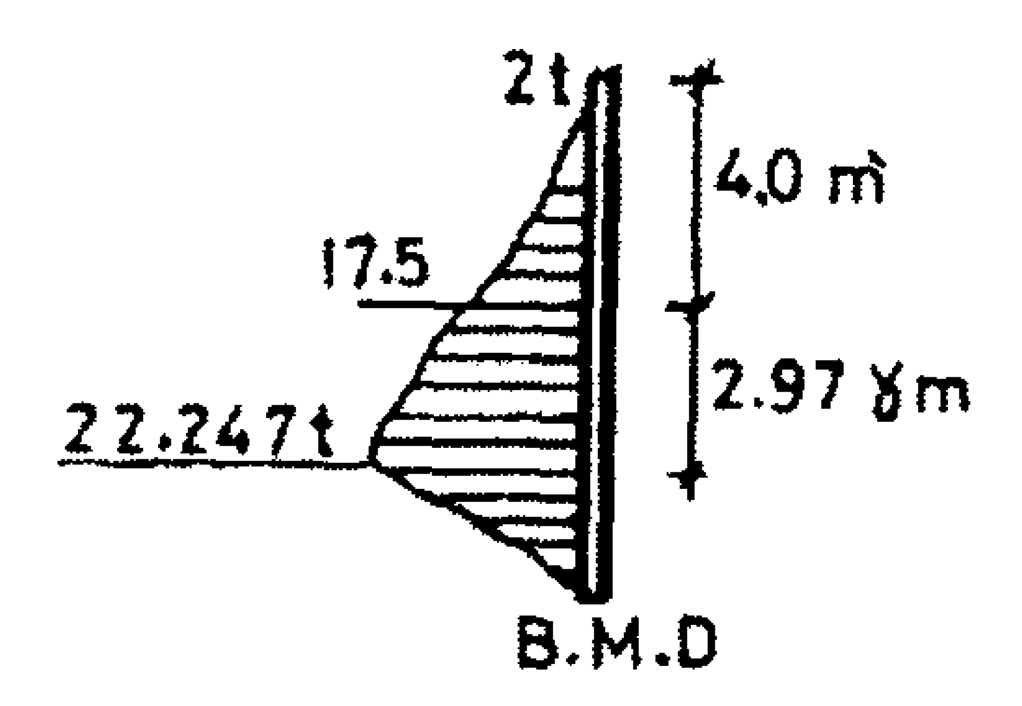
$$13.023+6.4996D+0.3966D^2-0.3431D^3=0$$

وبالمحاولة فإنه إذا كانت:

$$D=6.3 \text{ m} \quad \therefore \quad f(D)=-16.1$$
$$D=5.75 \text{ m} \quad \therefore \quad f(D)=-1.72$$
$$D=5.7 \text{ m} \quad \therefore \quad f(D)=-0.5$$
$$D=5.675 \text{ m} \quad \therefore \quad f(D)=-0.02$$
$$D_{act.}=5.675\times1.2\times1.2=8.172 \text{ m}$$

افترض نقطة صفر قوى القص عند مسافة Z أسفل سطح الأرض:

$$2+0.5\times3\times3+3Z+0.5(1\times Z\times0.4059-0.637)(Z-1.5694)$$
$$-0.5\times0.637\times1.5694-0.5(1.5697+2.4639Z+1.569)=0$$
$$2+4.5+3Z+(0.203-0.3185)(Z-1.5694)-0.5-1.5697Z-1.232Z^2=0$$
$$6+1.4303Z-1.232Z^2+0.203Z^2-0.3186Z-0.3185Z+0.5=0$$
$$6.5+0.7932Z-1.0929Z^2=0$$
$$Z=\frac{0.7932\pm\sqrt{0.7932^2+4\times6.5\times1.029}}{2\times1.029}=2.928 \text{ m}$$



الشكل ٤-٧٢: مخطط عزوم الانحناء

$$M_{max}=2\times6.928+0.5\times3\times3\times3.928+3\times2.928$$
$$+0.5(2.928\times0.4059-0.637)\times1.3586^2\times\frac{1}{3}$$
$$-0.5\times0.632\times1.5694(2.928-0.523)$$
$$-1.569\times2.928^2\times0.5-0.5\times7.214\times2.928^2\times\frac{1}{3}=22.247 \text{ m.t}$$

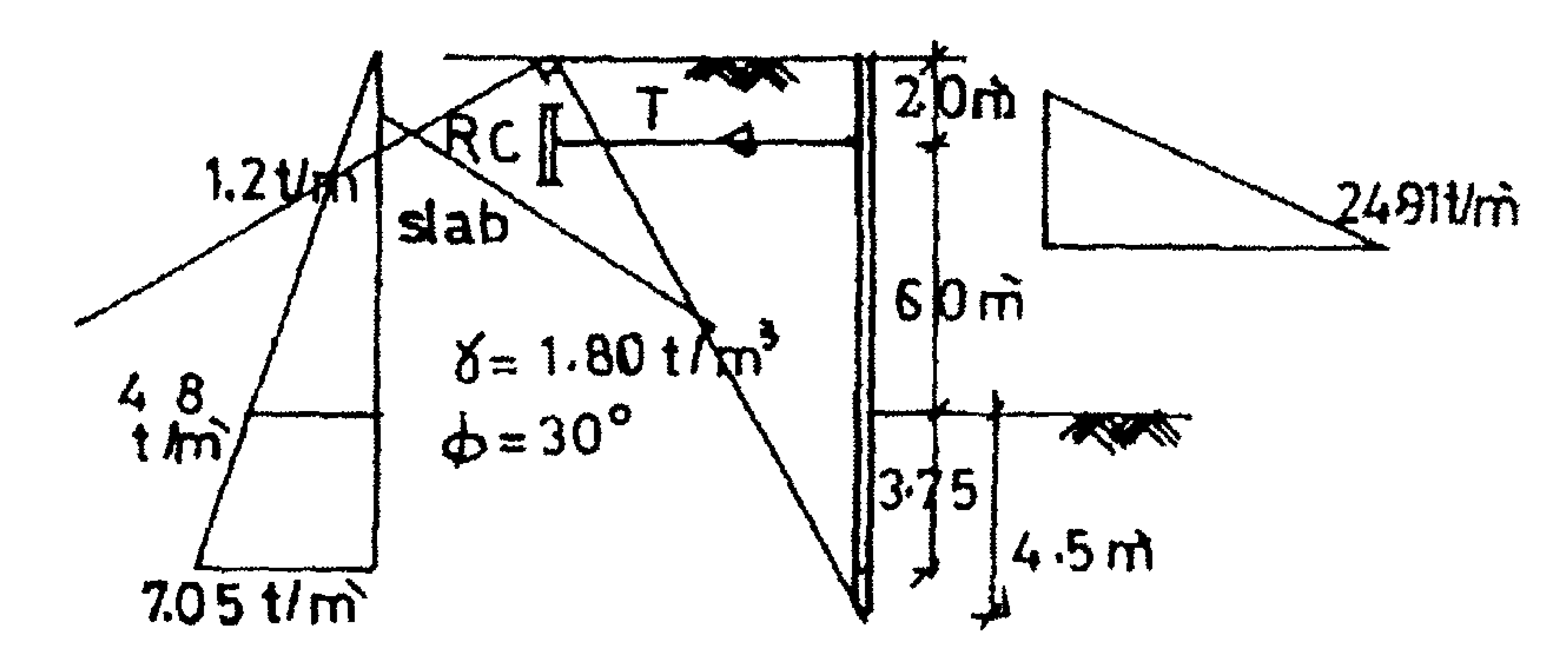
مثال ٤-٧

بلاطة مستمرة رأسية مستخدمة لمقاومة الشد العرضي لخازوق لوحي حر الارتباط كما هو موضح بالشكل ٤-٧٣. والمطلوب الآتي:

١. تصميم كامل للبلاطة.

٢. الطول الأدنى لقضيب الشد (مسافة بينية = 2.5 m).

٣. تصميم كامل لكمرة الحديد لتربيط الخازوق الحائطي حيث $f_{all.} = 1.4\ t/cm^2$.



الشكل ٤-٧٣: مخطط القوى المؤثرة على الخازوق الحائطي اللوحي

الحـــل

إن عمق الاختراق الموضح بالشكل ٤-٧٣ للخازوق الحائطي يكون عمقًا آمنًا أي أن:

$$D_{th} = \frac{D_{act.}}{1.2} = \frac{4.5}{1.2} = 3.75\ m$$

١. حساب ضغط التربة:

$$K_a = \frac{1 - sin\phi}{1 + sin\phi} = \frac{1}{3} \qquad \therefore \quad K_p = 3$$

بالنسبة لضغط التربة الفعال فإن:

$$e_{a_1} = 0.0$$

$$e_{a_2} = 1.8 \times 2 \times 0.5 = 1.2\ t/m^2$$

$$e_{a_3} = 1.8 \times 8 \times \frac{1}{3} = 4.8\ t/m^2$$

$$e_{a_4} = 1.8 \times 11.75 \times \frac{1}{3} = 7.05\ t/m^2$$

بالنسبة لضغط التربة المقاوم فإن:

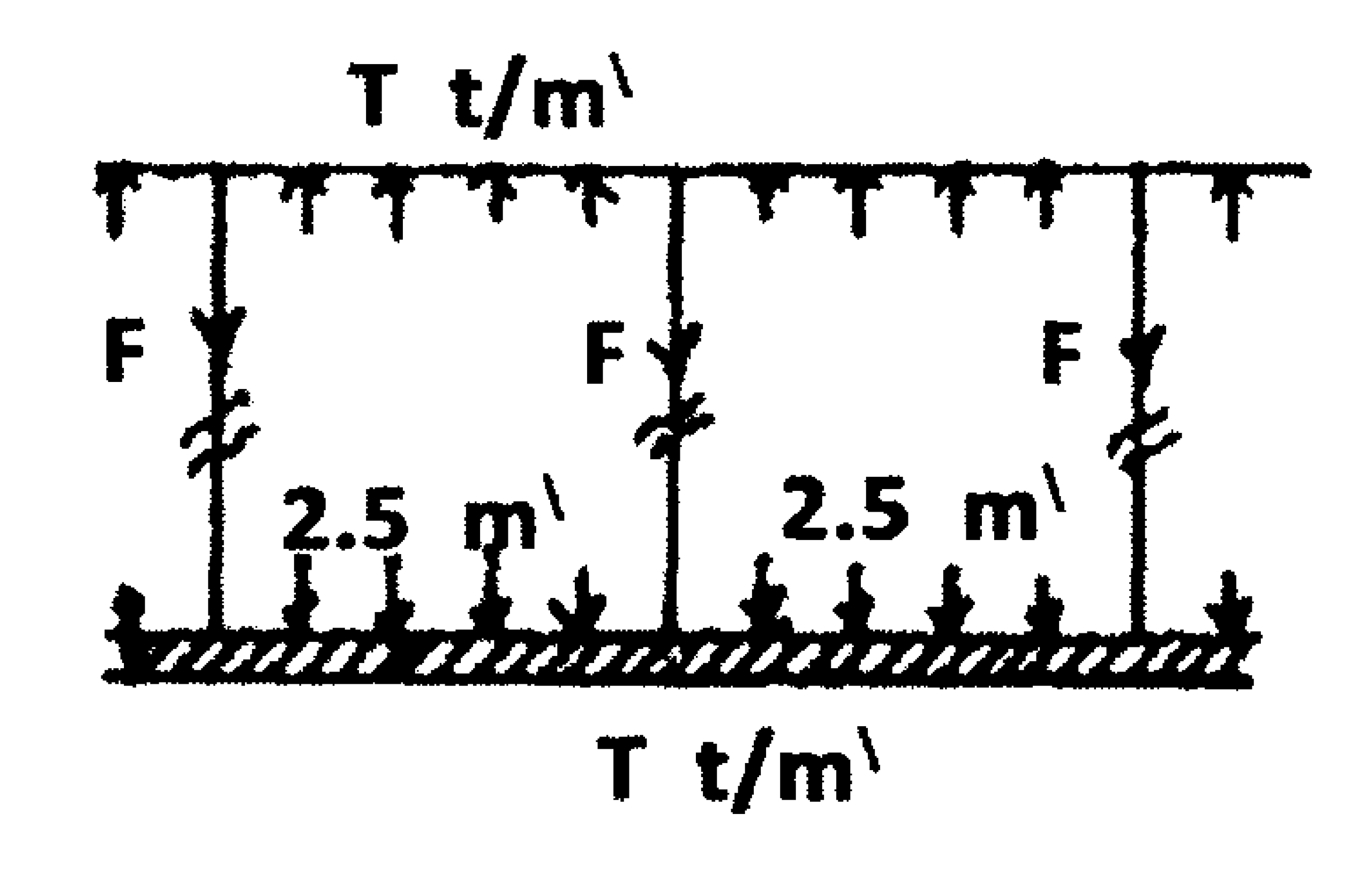
$$e_{p_6} = 0.0$$

$$e_{p_7} = 1.8 \times 3.75 \times 3.0 = 20.25\ t/m^2$$

$$\sum X = 0.0$$

$$0.5\times7.05\times11.75-0.5\times3.75\times20.25=T$$
$$\therefore\quad T=3.45\ \text{t/m}'$$

تصميم التدعيم الحديدي



الشكل ٤-٧٤: توزيع القوى على التدعيم

$$M=\frac{TS^2}{10}=\frac{3.45\times\overline{2.5}^2}{10}=2.16\ \text{m.t}$$
$$Z=\frac{M}{f_{\text{all.}}}=\frac{2.16\times100}{1.4}=154.0\ \text{cm}^3$$

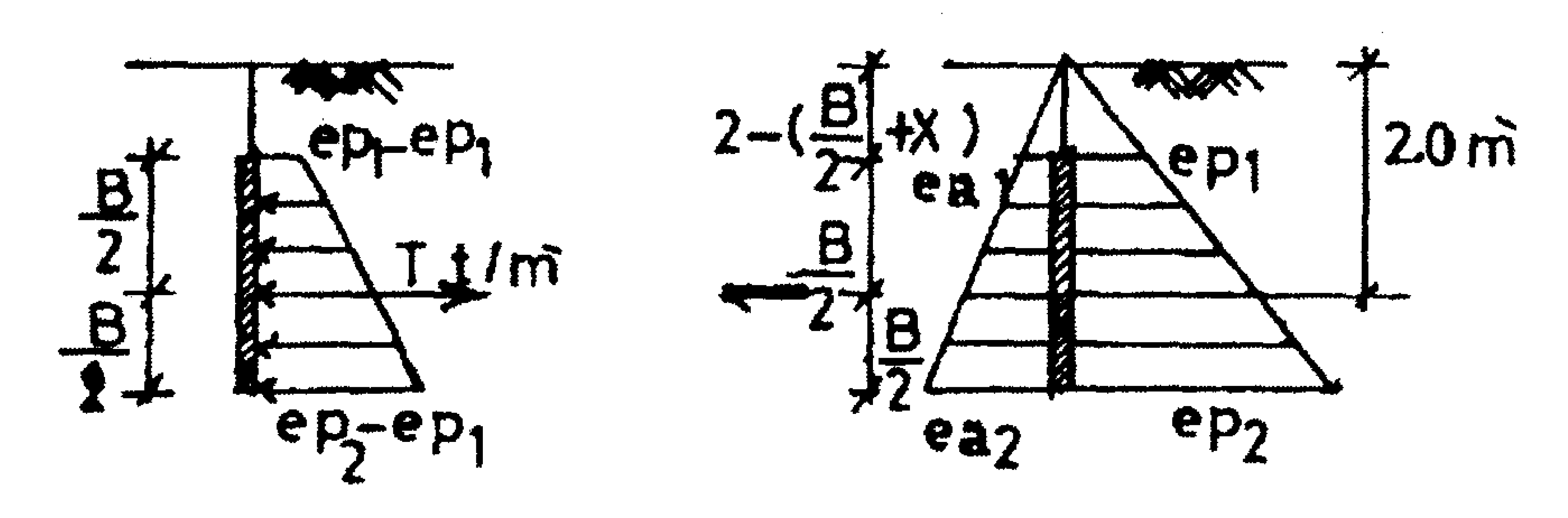
استخدم قطاع التدعيم عبارة عن كمـرتين مجـرى ظهـر لظهـر two channels back to back حيث $Z_2=11.0\ \text{cm}^2=\sum N^\circ\ 140$ حيث $Z_2=86.4\ \text{cm}^3$.

وتكون القوى المؤثرة كالتالي:

$$T=3.45\ \text{t/m}^2,\qquad F=TS=3.45\times2.5=8.625\ \text{t}$$
$$\text{Area}=\frac{8.625}{1.4}=6.16\ \text{cm}^2$$

اختر القطاع من الجداول.

- تصميم البلاطة:



الشكل ٤-٧٥: ضغوط التربة على البلاطة

- حساب ضغط التربة :

$$e_{a_1}=1.8\left(\frac{2-B}{2-X}\right)\times\frac{1}{3}=1.2-0.3B-0.6X$$

$$0.5e_{p_1}=0.5\left(1.8\times\frac{2-B}{2-X}\times3.0\right)=0.5(10.8-2.7B-5.4X)$$

$$e_{a_2}=1.8\left(2+\frac{B}{2}-X\right)\times\frac{1}{3}=1.2+0.3B-0.6X$$

$$0.5e_{p_2}=0.5\left(1.8\times\frac{2+B}{2-X}\times3.0\right)=0.5(10.8+2.7B-5.4X)$$

$$0.5e_{p_1}-e_{a_1}=4.2-1.05B-2.1X$$

$$0.5e_{p_2}-e_{a_2}=4.2+1.05B-2.1X$$

$$\sum X=0.0$$

$$0.5\left[\left(e_{p_1}-e_{a_1}\right)+\left(e_{p_2}-e_{a_2}\right)\right]B=T$$

$$0.5(8.4-4.2X)B=3.45$$

$$8.4B-4.2XB=6.9$$

$$0.5e_{p_2}-e_{a_2}=\frac{T}{B\times1}+\frac{TXB/2}{1\times B^3/12}$$

أو

$$0.5e_{p_1}-e_{a_1}=\frac{T}{B\times1}-\frac{TXB/2}{1\times B^3/12}$$

$$4.2-2.1X+1.05B=\frac{3.45}{B}+\frac{3.45X\times6}{1\times B^2}=\frac{3.45B+20.7X}{B^2}$$

$$4.2B^2-2.1B^2X+1.05B^3=3.45B+20.7X$$

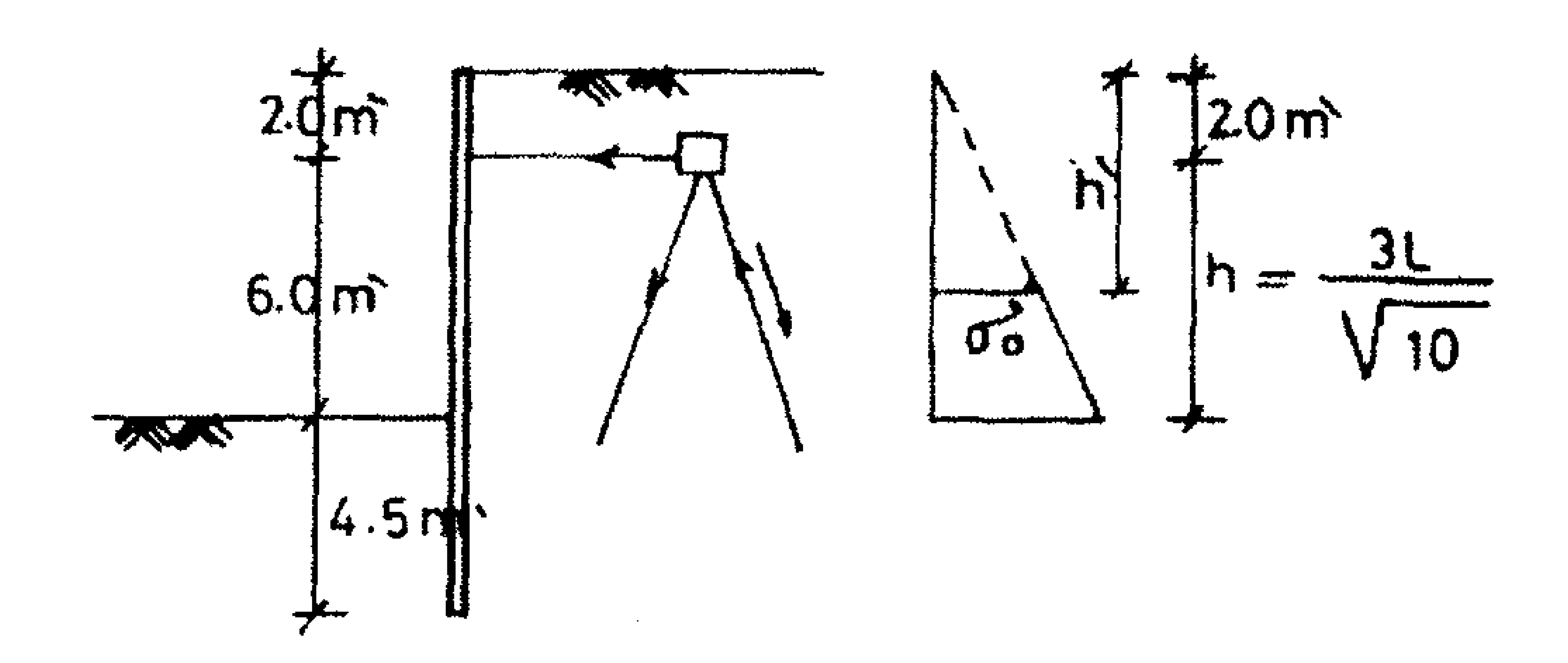
مثـــال ٤ـ٨

إن المثال السابق سوف نستخدم خوازيق من نوع racked المائلة كما هو موضح بالشـكل ٤–٧٦. والمطلوب طول خوازيق الشد المائلة.

الحـــل

$$h^2+\frac{h^2}{g}=L^2$$

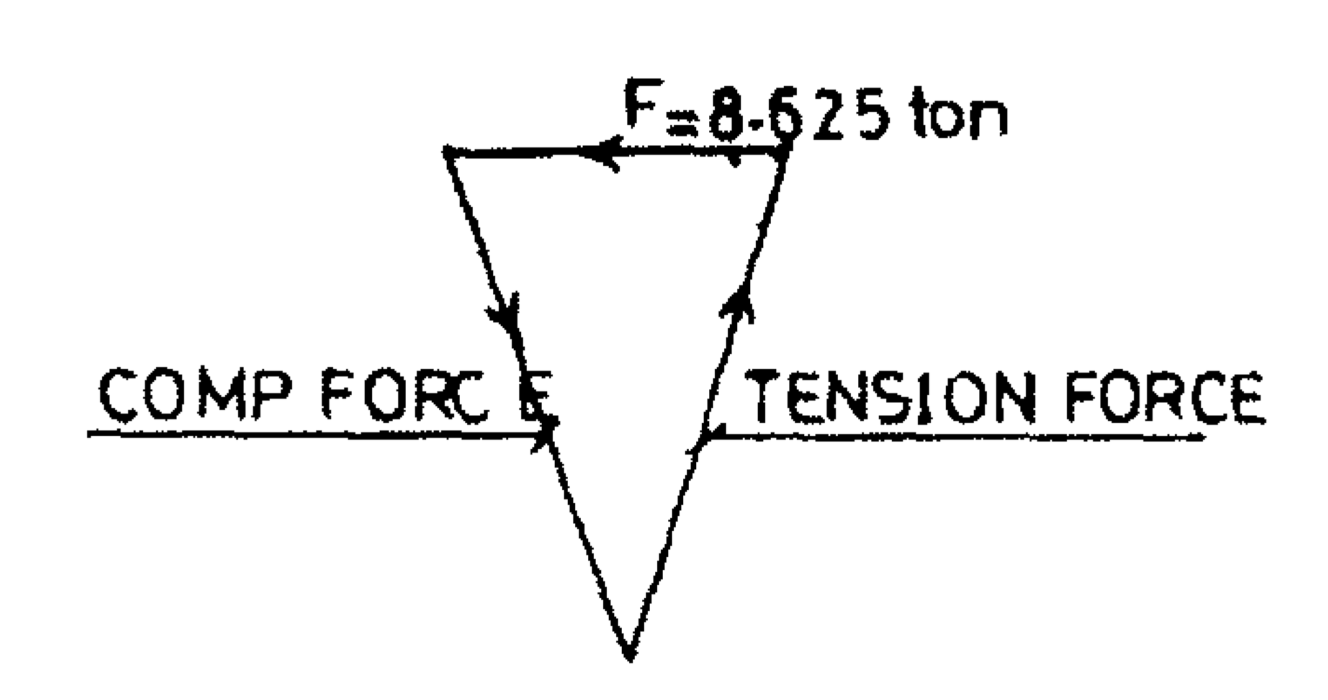
$$\frac{L^2}{h^2}=1+\frac{1}{y}$$



الشكل ٤-٧٦: الخازوق اللوحي الحائطي

$$\frac{L}{h}=\frac{\sqrt{10}}{3}$$

$$L=\frac{\sqrt{10}\,h}{3}$$



الشكل ٤-٧٧: مثلث القوى

إن قوة الشد في قضيب الشد = 8.625 t.

$$T=13.64\text{ t}$$

هذه القوة تنتقل بواسطة الاحتكاك فقط.

$$f=P_o^{\backslash}K\,tan\delta=0.3P_o^{\backslash}$$

$$\sigma_o=\gamma h^{\backslash}=1.8\left(2+0.5\times\frac{3L}{\sqrt{10}}\right)$$

$$P_o^{\backslash}=\sigma_o\cos\theta=\sigma_o\frac{3}{3.016}=0.948\sigma_o$$

$$f=0.3\times0.9487\left[1.8\left(2+\frac{3L}{2\sqrt{10}}\right)\right]=1.025+0.243L$$

$$Q_u=f\,A_s$$

وبأخذ معامل الآمان يساوي 2.5:

$$2.5\times13.64=(1.025+0.243L)\times4\times0.4\times L$$

$$34.1 = 1.64L + 0.3888L^2$$

$$0.3888L^2 + 1.64L - 34.1 = 0.0$$

$$L = \frac{-1.64 \pm \sqrt{\overline{1.64}^2 + 4 \times 34.1 \times 0.3888}}{2 \times 0.3888} = 7.49 \text{ m}$$

ملاحظة

لخازوق حائطي مربوط بالتثبيت في حالة تربة $C-\phi$ يفضل الحل البياني لأن:

١. الحل الحسابي سوف يفترض نقطة صفر العزوم عند $0.1H$ وهذا الفرض غير صحيح بعد الحل، ولكن في حالة الحل البياني سوف نفترض أن نقطة صفر الأحمال مثل افتراض نقطة صفر العزوم وبعد الحل سوف نصحح هذه الافتراضات بواسطة ترحيل خط الإقفال بواسطة مسافة تساوي Δy حيث:

$$\Delta y = \frac{3H_2 \delta}{H_1 L^2}$$

أي أن الحل البياني أكثر دقة من الحل الحسابي.

٢. الحل البياني أبسط في طريقته من الحل الحسابي.

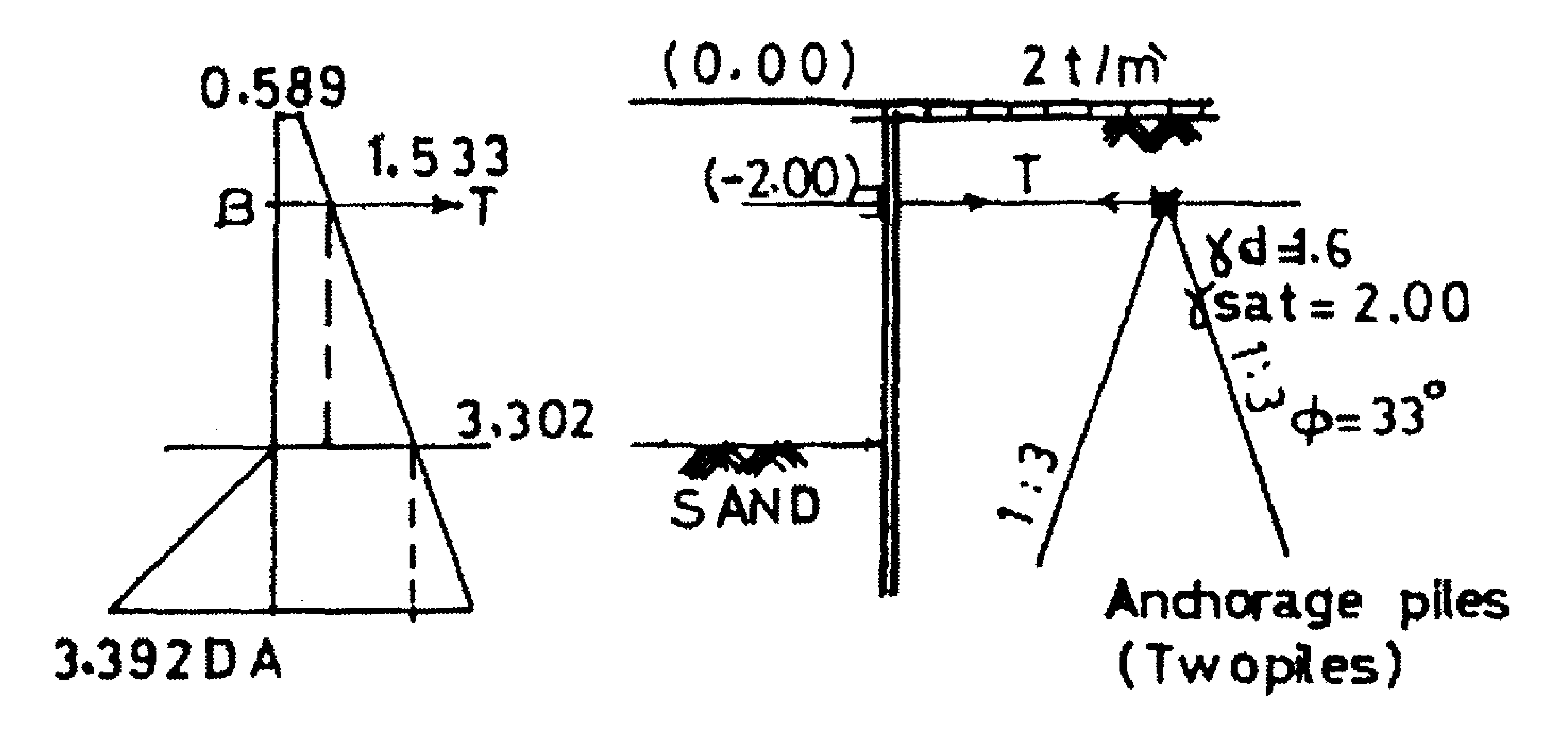
مثـال ٩-٤

المعطيات

- خازوق حائطي مرتبط بحرية ساند للتربة
- قطاعة من الحديد.
- المسافات بين قضبان الشد = 3.0 m.
- ارتفاع الخازوق $H = 8.0$ m.
- لا يوجد احتنكاك بين الحائط والتربة.

المطلوب

١. حساب عمق الاختراق للخازوق الحائطي.
٢. حساب القوة داخل الخوازيق المربوطة.



الشكل ٤-٧٨: مناسيب الأرض الطبيعية ومثلثات القوى الفعالة على الخازوق الحائطي اللوحي

الحـــل

$$K_a = 0.2948 \qquad \therefore \quad K_p = 3.392$$

إجمالي العزوم حول B : $\qquad \sum M = 0.0$

$$0.5896\times2\times1 + 0.5\times0.9434\times2\times\frac{2}{3} + 0.5\times3.392D^2\left(6+\frac{2D}{3}\right) - 0.5\times1.769\times6\times4$$

$$-1.533\times6\times3 - 3.302D\left(6-\frac{D}{2}\right) - 0.5\times0.295D\times D\left(6+\frac{2D}{3}\right) = 0.0$$

$$1.8081 + 10.176D^2 + 1.131D^3 - 21.228 - 27.594 - 19.812D$$

$$-1.651D^2 - 0.885D^2 - 0.09833D^3 = 0.0$$

$$1.03267D^3 + 7.64D^2 - 47.014 = 0.0$$

$$D^3 + 7.398D^2 - 45.53 = 0.0$$

$$D_{\text{th}} = 2.18 \text{ m} \qquad \therefore \quad D_{\text{act.}} = 2.62 \text{ m}$$

$$\sum X = 0.0$$

$$T + 8.06 - 4.7168 - 13.208 - 2.205 - 0.7 = 0.0$$

$$\therefore \quad T = 17.77 \text{ t}$$

$$T = 2P\sin\alpha \qquad \therefore \quad P = 28.1 \text{ t}$$

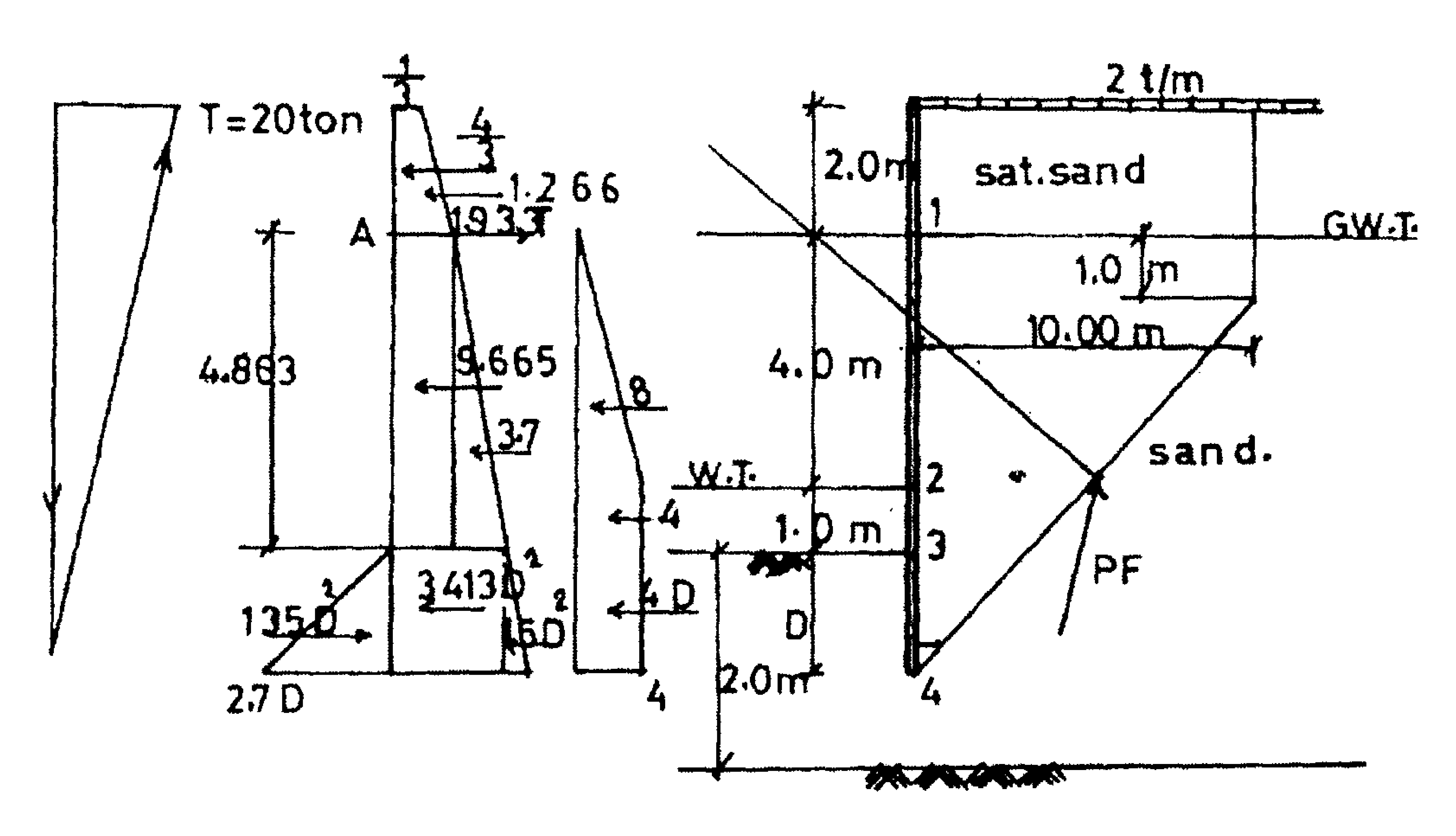
مثـــال ٤-١٠

المعطيات

$$\gamma_{\text{sat.}} = 1.9 \text{ t/m}^3, \qquad \phi = 30°, \qquad G_s = 2.65$$

المطلوب

١. حساب طول الاختراق.
٢. حساب أقصى عزم انحناء.
٣. حساب القوى في الشداد.
٤. فحص بلوك الاتزان.



الشكل ٤-٧٩: مناسيب الأرض وضغوط القوى العرضية على الخازوق اللوحي الحائطي

الحـــل

بالنسبة لضغط التربة الفعال فإن:

$$e_1 = (2 + 2 \times 1.9) \times \frac{1}{3} = 1.933$$

$$e_2 = (2 + 2 \times 1.9 + 4 \times 0.9) \times \frac{1}{3} = 3.133$$

$$e_3 = (2 + 2 \times 1.9 + 5 \times 0.9) \times \frac{1}{3} = 3.413$$

$$e_4 = e_3 + 0.9D \times \frac{1}{3} = 3.413 + 0.3D$$

بالنسبة لضغط التربة المقاوم فإن:

$$e_2 = 0.9DK_p = 2.7D$$

إجمالي العزوم حول A : $\sum M = 0.0$

$$\frac{4}{3}+1.266\times\frac{2}{3}+1.35D^2\left(5+\frac{2}{3}D\right)-9.665\times2.5-3.7\times\frac{2}{3}\times5$$

$$-3.413D\left(5+\frac{D}{2}\right)-0.15D^2\left(5+\frac{2D}{3}\right)-8\times2-4\times4.5-4D\left(5+\frac{D}{2}\right)=0.0$$

$$-55.985+6.75D^2+0.9D^3-17.065D$$

$$-1.707D^2-0.75D^2-0.1D^3-20D-2D^2=0.0$$

$$-55.985-37.065D+2.293D^2+0.8D^3=0.0$$

$$D^3+2.866D^2-46.33D-69.98=0.0$$

$$D_{\text{th}}=6.3\text{ m},\quad \therefore\ D_{\text{act.}}=6.3\times1.2=7.5\ \text{t/m}$$

$$\sum X=0.0\quad \therefore\ T=27.04\text{ t}$$

افترض نقطة صفر قوى القص على مسافة Z أعلى أوطى نقطة في سطح الأرض.

$$\sum X=0.0$$

$$27-\frac{4}{3}-1.266-1.933(5-Z)-0.5\times0.3(5-Z)(5-Z)-8-4(1-Z)=0.0$$

$$12.4-9.665+5.933Z-0.15\left(25-10Z+Z^2\right)=0.0$$

$$2.735+5.933Z-3.75+1.5Z-0.15Z^2=0.0$$

$$-1.015+7.433Z-0.15Z^2=0.0$$

$$Z^2-49.533Z+6.767=0.0$$

$$Z=0.137\text{ m}$$

$$M_{\max}=7.817+7+22.86+5.75+17.57+1.452-27\times4.863$$

$$=68.85\text{ m.t}$$

$$\gamma_{\text{sat.}}=\frac{G_s+e}{1+e}\gamma_w$$

$$\therefore\ 1.9=\frac{2.65+e}{1+e}$$

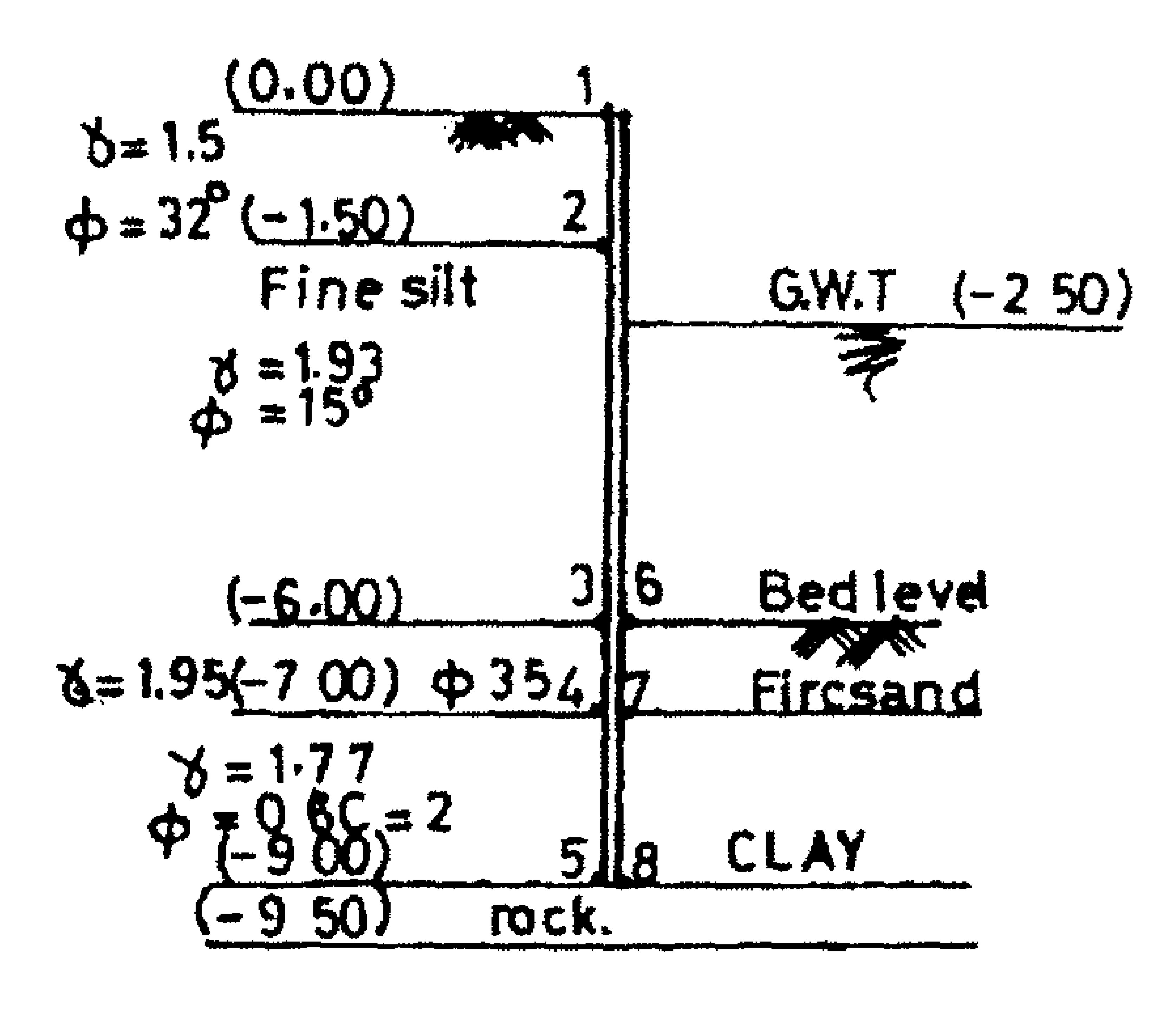
$$\therefore\ e=0.833$$

$$\gamma_d=\frac{G_s}{1+e}\gamma_w=1.45\ \text{t/m}^3$$

$$w=3\times10\times1.45+0.5\times10(4+6.3)\times0.9$$

$$=89.85\text{ t}$$

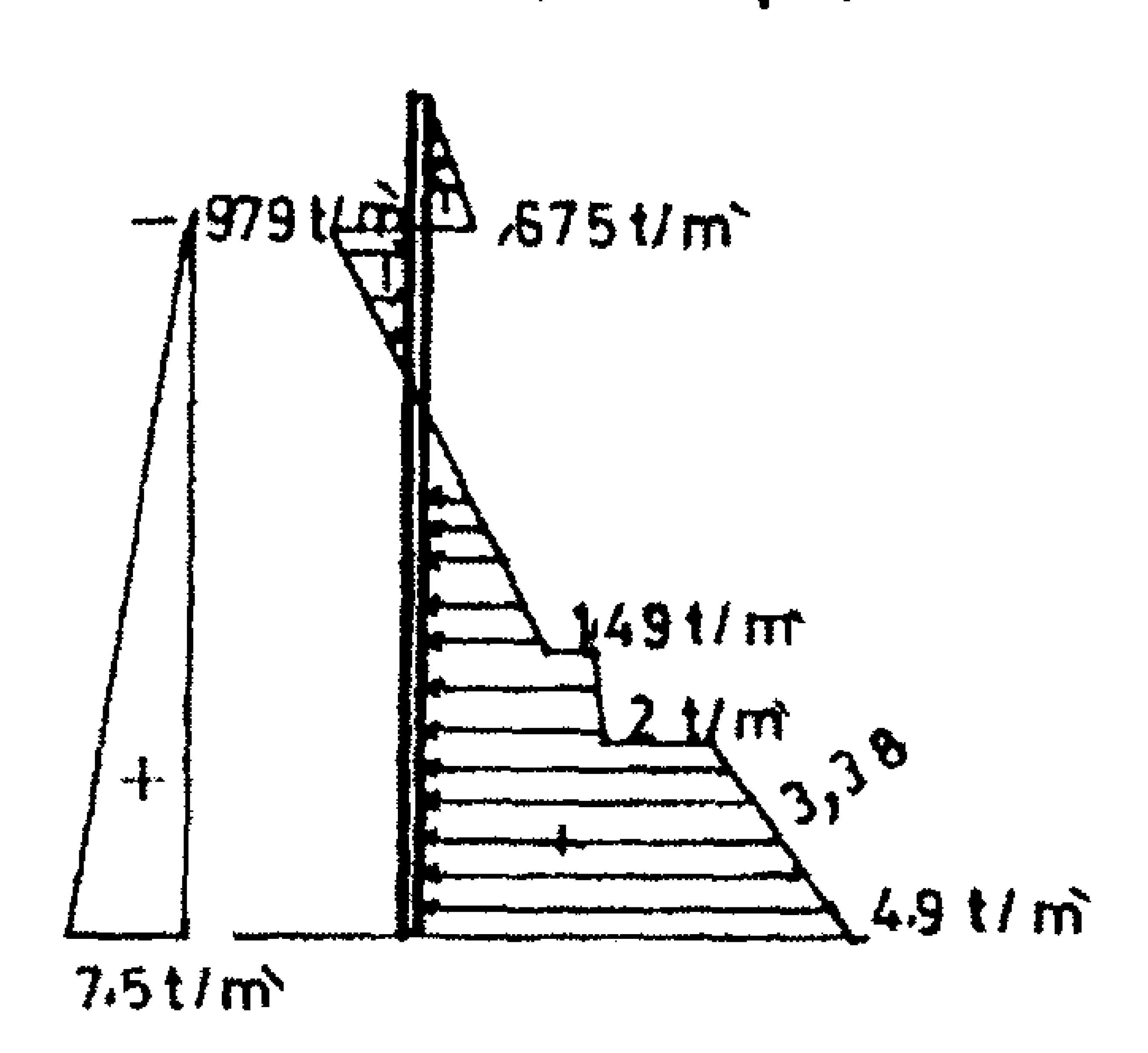




الشكل ٤-٨٠: مناسيب الأرض وطبقات التربة أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

باستخدام نظرية رانكن:

$$e = P_v K_{\substack{a\\p}} \mp 2C\sqrt{K_{\substack{a\\p}}}$$



الشكل ٤-٨١: مخطط قوى الضغط العرضي الفعال أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

بالنسبة لضغط التربة الفعال فإن:

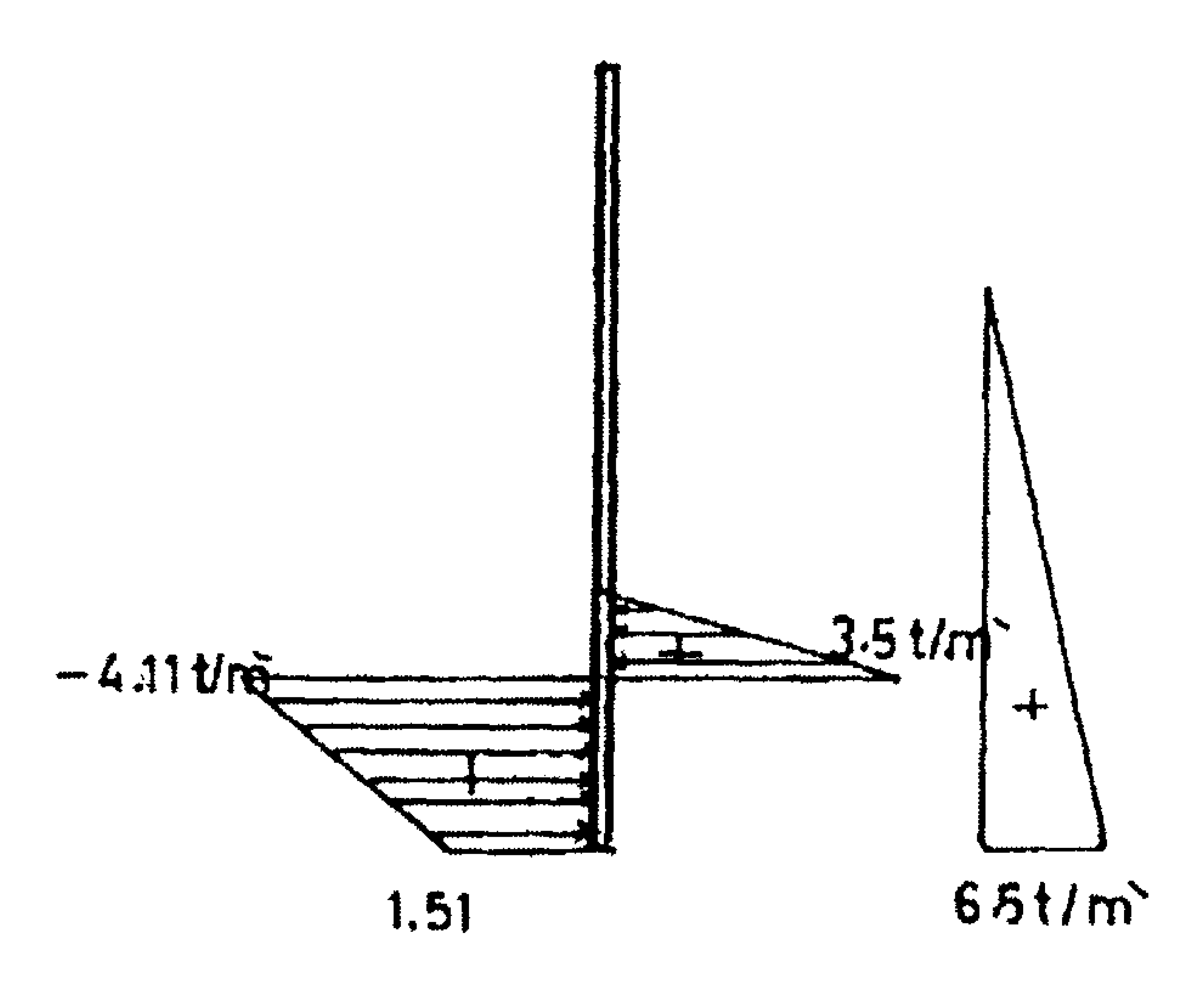
$$e_1 = 0.0 - 0.0 = 0.0$$

$$e_{2_u} = 1.5 \times 1.5 \times 0.3 - 0.0 = 0.675 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{3_u} = (1.5 \times 1.5 + 0.93 \times 4.5) \times 0.59 - 2 \times 45\sqrt{0.59}$$

$$= 1.49 \ \text{t/m}^2$$

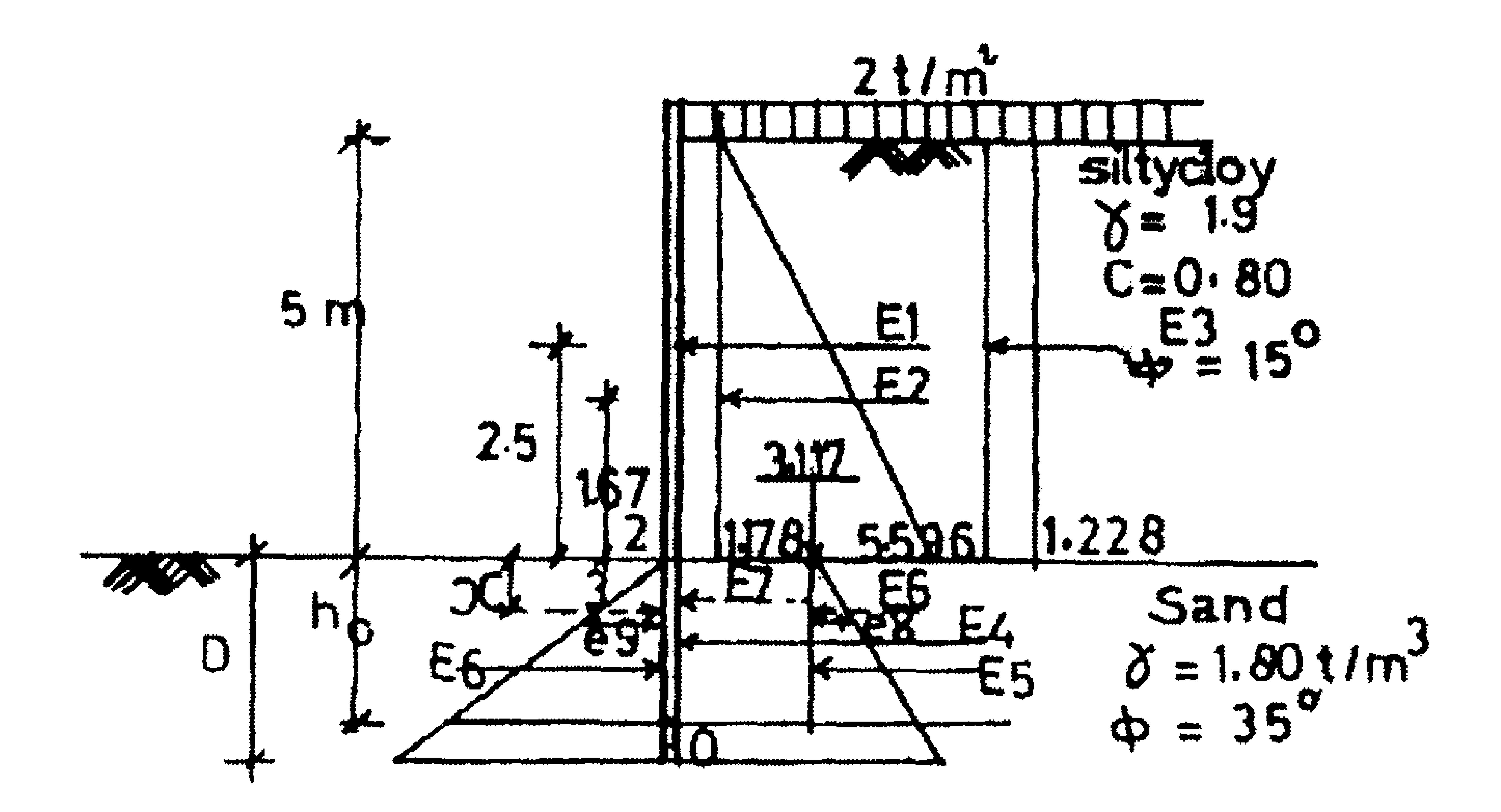
$$e_{4_u}=(1.5\times1.5+0.9\times4.5+1\times0.95)\times0.271-0.0$$
$$=2\ t/m^2$$
$$e_{5_u}=(1.5\times1.5+0.93\times4.5+1.95+2\times0.77)\times1-2\times2\sqrt{1}$$
$$=4.925\ t/m^2$$
$$e_{2_L}=1.5\times1.5\times0.58-2\times1.5\sqrt{0.58}=-0.979\ t/m^2$$
$$e_{3_L}=(1.5\times1.5+0.93\times4.5)\times0.271-0.0=1.74\ t/m^2$$
$$e_{4_L}=(1.5\times1.5+0.93\times4.5+1\times0.95)\times1-2\times2\sqrt{1}$$
$$=3.385\ t/m^2$$



الشكل ٤-٨٢: ضغط التربة العرضي المقاوم أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

بالنسبة لضغط التربة المقاوم فإن:

$$e_{6_u}=0.0$$
$$e_{7_u}=1\times0.95\times3.69-0.0=3.5\ t/m^2$$
$$e_{8_u}=(1\times0.95+2\times0.77)\times1-2\times2\sqrt{1}$$
$$=-1.51\ t/m^2$$
$$e_{6_L}=0.0$$
$$e_{7_L}=1\times0.95\times3.69-2\times2\sqrt{3.69}$$
$$=-4.17\ t/m^2$$

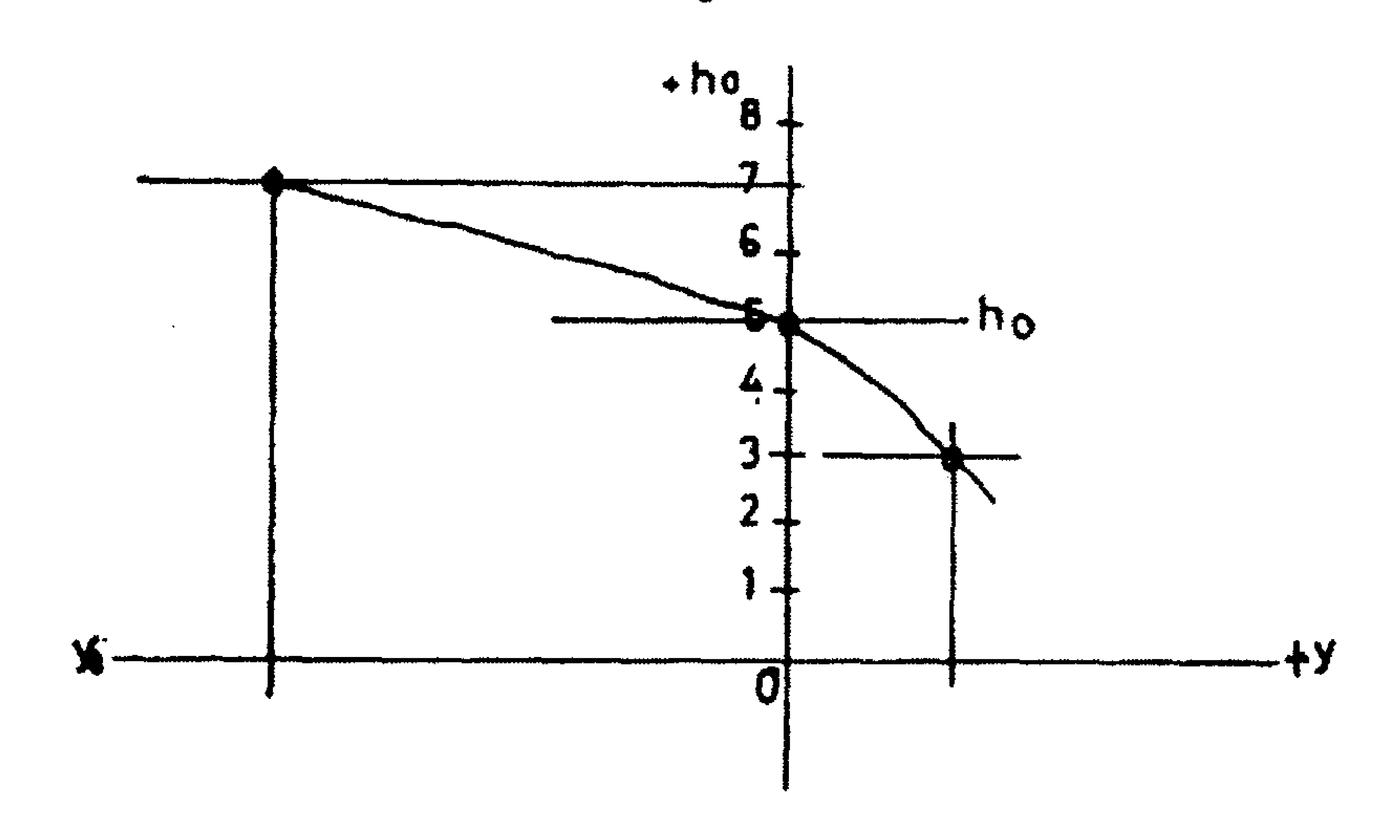


الشكل ٤-٨٣: مثلثات ضغوط التربة الفعالة والمقاومة على الخازوق الحائطي اللوحي

وبفرض أن $H_o = 5.0$ m

$$\therefore \quad Y = 22.735 + 13.74 \times 5 + 1.56 \times 5^2 - 1.0253 \times 5^3 = 2.2725$$

$$\therefore \quad h_o = 5.1$$



الشكل ٤-٨٤: الحل البياني لإيجاد قيمة h

$$\therefore \quad h_o = 5.1$$

فحص الاختيار البياني حسابيًا

$$Y = 22.735 + 13.74 \times 5.1 + 1.56 \times 5.1^2 - 1.0253 \times 5.1^3 = -2.62$$

$$\therefore \quad h_o = 5.05 \text{ m} \cong d$$

$$d = 1.2h_o = 6.06 \text{ m}$$
$$d_{safe} = d\sqrt{2} = 6.06\sqrt{2} = 8.57 \text{ m} = 9.0 \text{ m}$$

٤ـ٨ التثبيت **Fittings**

للاستخدامات العادية فإن توزيع قضبان الشد تكون مزودة بصامولة لكل قضيب عند كل نهاية من طرفيه وكذلك مزود بلوح ليناسب حالات التحميل عند كل نهاية، وكذلك يمكن إدارته يمينًا ويسارًا ليعطي توافقًا للطول مع حالة الاستخدام. فإذا كان الطول للقضيب الكامل بحيث يكون مطلوبًا أكثر من عنصرين من القضبان مطلوبين، يمكن حينئذ استخدام صامولة جمع مزدوجة. بالنسبة للشدادات ذات الأقطار الكبيرة توجد صامولة جمع كبيرة لتقسيم القضيب الكبير ليمكن التعامل معه حيث يمكن أن يصل وزنه حتى 1 ton وذلك عندما نقوم بعمل الوصلات.

وعندما يكون محور القضيب غير متعامد مع قاعدته يمكن استخدام نوع من صواميل قواعد الدوران لتسهيل التنفيذ لهذا النوع من القضبان عندما يكون مرغوبًا بالسماح بدوران محور القضيب بالنسبة إلى وجه التحميل. والألواح نحتاجها لنقل الحمل العرضي على الخازوق اللوحي إلى قضبان الشد إلى منطقة التربيط. عندما يكون الحمل محملاً على حائط خرساني أو بلوك فإن ألواح التربيط توزع الحمل إلى الخرسانة.

إن أحمال كمرات التربيط تنتقل إلى مناطق التربيط بواسطة مسامير صواميل تربيط والتي تحتاج إلى ألواح تحميل وتوجد غسالة (كساحة مياه) من نفس الحجم لزيادة قدرة تحميل الخازوق اللوحي أو الكمرات الحديدية للتربيط ...إلخ.

مثال ٤ـ١٢

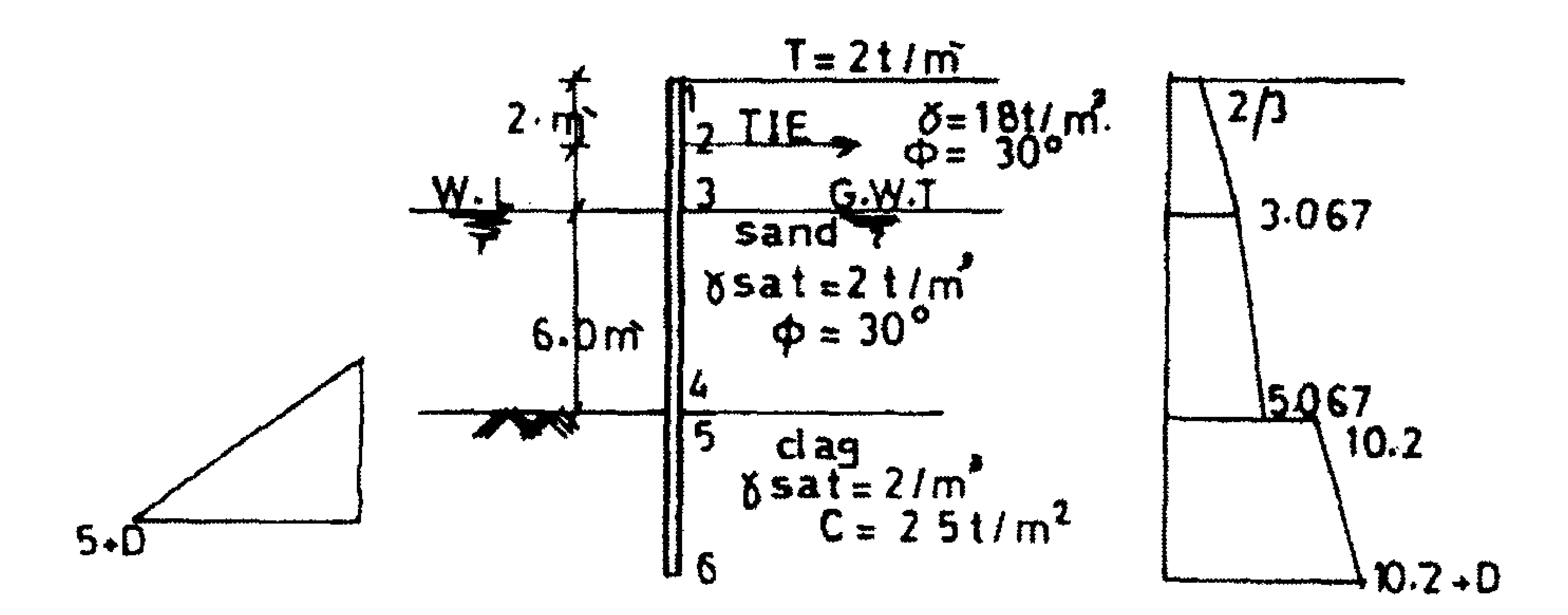
انظر الخازوق الحائطي اللوحي المربوط في الشكل ٤–٨٥. والمطلوب:

١. احسب عمق الاختراق t لحالة ركيزة تربة حرة.

٢. إكمال تصميم الخازوق الحائطي والكمرات الحديدية.

الحل

$$K_{a_1} = \frac{1}{3} \quad \therefore \quad K_{p_1} = 3$$
$$K_{a_2} = \frac{1}{3} \quad \therefore \quad K_{p_2} = 3$$
$$K_{a_3} = K_{p_3} = 1$$



الشكل ٤-٨٥: مناسيب وأنواع التربة أمام الخازوق الحائطي ومثلثات ضغط التربة الفعال والمقاوم

بالنسبة لضغط التربة الفعال فإن:

$$e_a = P_v K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

$$e_1 = 2\times\frac{1}{3} - 0.0 = 0.667\ \text{t/m}^2$$

$$e_2 = (2+1.8\times2)\times\frac{1}{3} = 1.86$$

$$e_3 = (2+1.8\times4)\times\frac{1}{3} = 3.07$$

$$e_4 = (2+1.8\times4+1\times6)\times\frac{1}{3} = 5.063\ \text{t/m}^2$$

$$e_5 = (2+1.8\times4+1\times6)\times1 - 2\times2.5\sqrt{1} = 10.2\ \text{t/m}^3$$

$$e_6 = (15.2+1\times D) - 2\times2.5\sqrt{1} = 10.2 + D$$

مثـــال ٤ـ١٣

للخازوق الحائطي اللوحي المثبت في تربة $C-\phi$ مطلوب حل بياني بسبب الآتي:

١. للحل الحسابي نفترض أن نقطة صفر العزوم عند $0.1H$ وهذا الفرض ليس صحيحًا بعد الحل. ولكن الحالة في الحل البياني أننا نفترض نقطة صفر الأحمال ونقطة صفر العزوم متطابقين وبعد الحل نقوم بتصحيح هذا الافتراض بواسطة ترحيل الخط المغلق بواسطة مسافة Δy حيث:

$$\Delta y = \frac{3H_2\delta}{H_1 L^2}$$

أي أن الحل البياني يكون أكثر دقة من الحل الحسابي.

٢. الحل البياني أسهل من الحل الحسابي.

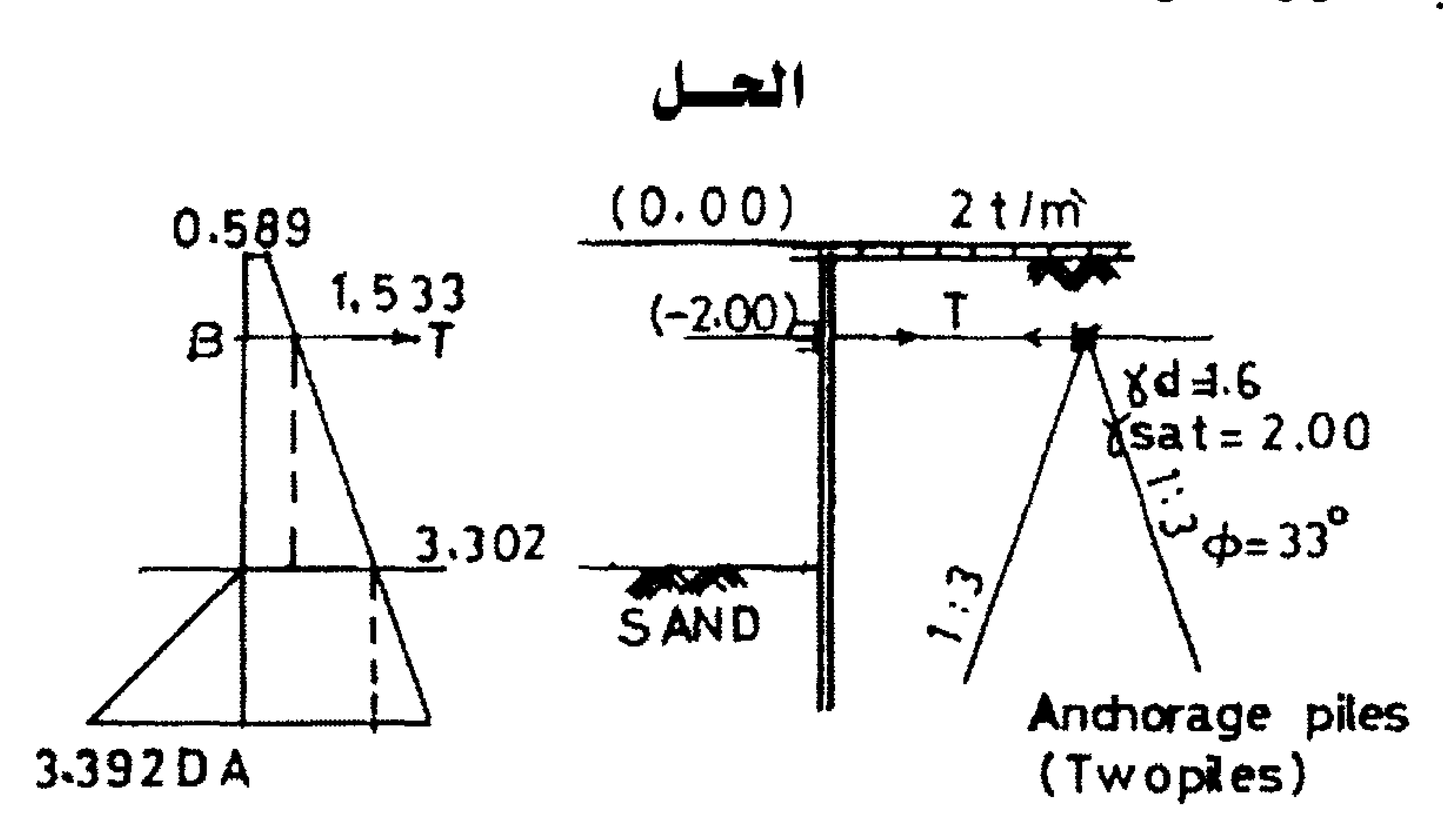
المعطيات

- خازوق لوحي حائطي ذو ركيزة تربة حرة.
- قطاع حديدي.
- المسافات بين قضبان شد = 3.0 m.
- الارتفاع $H = 8.0$ m.

المطلوب

١. لا يوجد احتكاك بين الحائط والتربة.
٢. العمق المدفون من الخازوق الحائطي.
٣. القوة في الخوازيق الرابطة.

الحـــل



الشكل ٤-٨٦: مناسيب الأرض ونوع التربة أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

$$K_a = 0.2948 \qquad \therefore \quad K_p = 3.392$$

إجمالي العزوم حول B : $\quad \sum M = 0.0$

$$0.5896 \times 2 \times 1 + 0.5 \times 0.9434 \times 2 \times \frac{2}{3} + 0.5 \times 3.392 D^2 \left(6 + \frac{2D}{3}\right)$$

$$-0.5 \times 1.769 \times 6 \times 4 - 1.533 \times 6 \times 3 - 3.302 D \left(6 - \frac{D}{2}\right)$$

$$-0.5 \times 0.295 D \times D \left(6 + \frac{2D}{3}\right) = 0.0$$

$$1.8081+10.176D^2+1.131D^3-21.228-27.594$$
$$-19.812D-1.651D^2-0.885D^2-0.09833D^3=0.0$$
$$1.03267D^3+7.64D^2-47.014=0.0$$
$$D^3+7.398D^2-45.53=0.0$$
$$D_{th}=2.18\text{ m}\qquad\therefore\quad D_{act.}=2.62\text{ m}$$
$$\sum X=0.0$$

٩-٤ نصوص الكود المصري لأعمال تصميم وتنفيذ الأساسات *E.C.O.P 1995* وما بعدها بخصوص الخوازيق الحائطية اللوحية

٣/٧ الحوائط من الستائر اللوحية

١/٣/٧ أنواع الستائر اللوحية

تُصنع الستائر اللوحية من المواد التالية:

١/١/٣/٧ الستائر اللوحية الخشبية

الاستخدام

تُستخدم الستائر اللوحية الخشبية في الأعمال المؤقتة غالبًا، وعندما لا توجد صعوبة في دق هذه الستائر في التربة، وأيضًا عندما يكون القطاع المطلوب للستائر غير كبير. في حالة استخدام الستائر اللوحية الخشبية في الأعمال الدائمة تحت الماء يجب أن تكون قمة هذه الستائر في موضع رطب باستمرار حتى لا يحدث تسوس للخشب.

الأبعاد

تُصنع الستائر اللوحية الخشبية من أخشاب شجر الصنوبر أو الموسكي. وتتراوح تخانات القطاعات المستخدمة ما بين ٥ سم، ٣٠ سم، بعرض ما بين ٢٥ سم، ٣٠ سم عادة (الشكل ٧-٣٢).

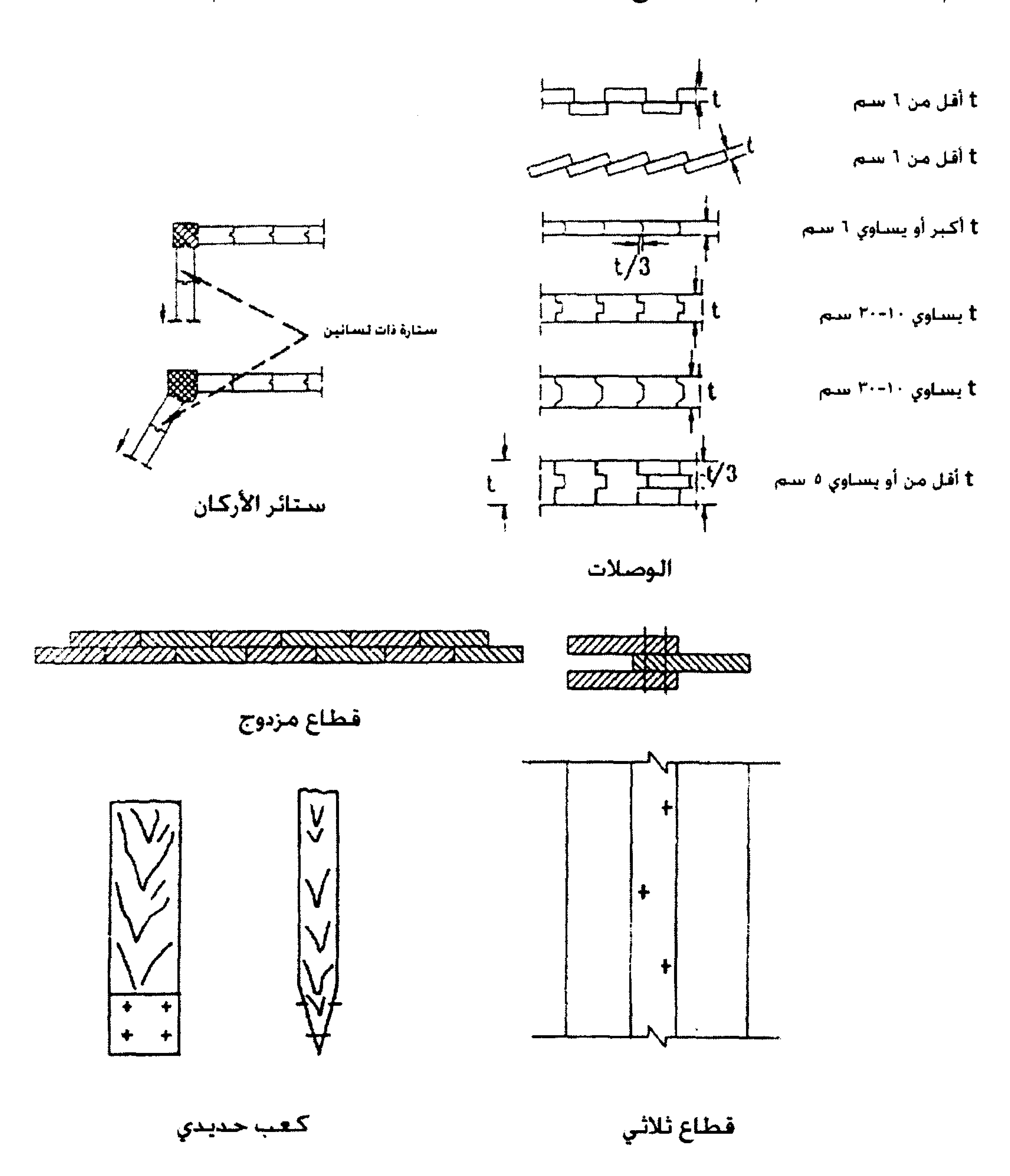
وتستخدم الستائر اللوحية في صف واحد أو صفين أو ثلاثة طبقًا لقيمة الإجهادات المتولدة فيها.

الوصلات

يوضح الشكل ٧-٣٢ وصلات الستائر الخشبية المختلفة. الستارة اللوحية التي توضع بالأركان يكون قطاعها مربعًا.

احتياطات الدق

لحماية الستارة اللوحية الخشبية من إجهادات الدق تُقوى قمة الستارة بقطاع حديدي سمك ٢ مم وعرض ٨–١٠ سم، كما يوضع بأسفل الستارة كعب حديدي بسمك ٣ مم.



الشكل ٧-٣٢: تفاصيل الستائر اللوحية الخشبية

٢/١/٣/٧ الستائر اللوحية الخرسانية

الاستخدام

تُستخدم الستائر اللوحية الخرسانية في الأعمال الدائمة، ويستخدم في صنعها خرسانة عالية الكثافة.

التسليح

يوضح الشكل ٧–٣٣ تسليح الستارة اللوحية الخرسانية، التسليح الرئيسي الطولي يجب أن يكون كافيًا لمقاومة إجهادات النقل والدق والتشغيل.

تزود الستارة بتسليح ثانوي عبارة عن كانات تتقارب المسافات بينها عند بداية ونهاية الستارة، طبقًا لما هو مبين بالشكل ٧–٣٣.

يجب ألا يقل الغطاء الخرساني عن ٣ سم في المياه العذبة، ٤ سم في المياه المالحة.

الأبعاد

يتوقف سمك الستارة الخرسانية على قيمة عزوم الانحناء المؤثرة عليها، ويجب ألا يقل السمك عن ١٢ سم وألا يزيد عن ٤٠ سم. وعادة ما يكون عرض الستارة ٥٠ سم. ينقص قطاع الستارة عند قمتها لإيجاد حيز لتثبيت خوذة الدق (الشكل ٧–٣٣). يشطف قطاع الستارة عند كعبها لتسهيل اختراقها للتربة.

الوصلات

يوجد مجرى بطول القطاع على شكل مثلث أو شبه منحرف أو نصف دائرة بعرض يساوي ثلث سمك الستارة ولا يزيد عن ١٠ سم وبعمق ٥ سم. على الجانب الآخر من القطاع، يوجد لسان بطول ١.٥٠ م أو بكامل طول الستارة، ويساعد هذا النظام (تعشيقة المجرى مع اللسان) في عملية الدق.

بعد الدق تملأ الوصلات بمونة أسمنتية جيدة لمنع تسرب المياه إلى داخل القطاع.

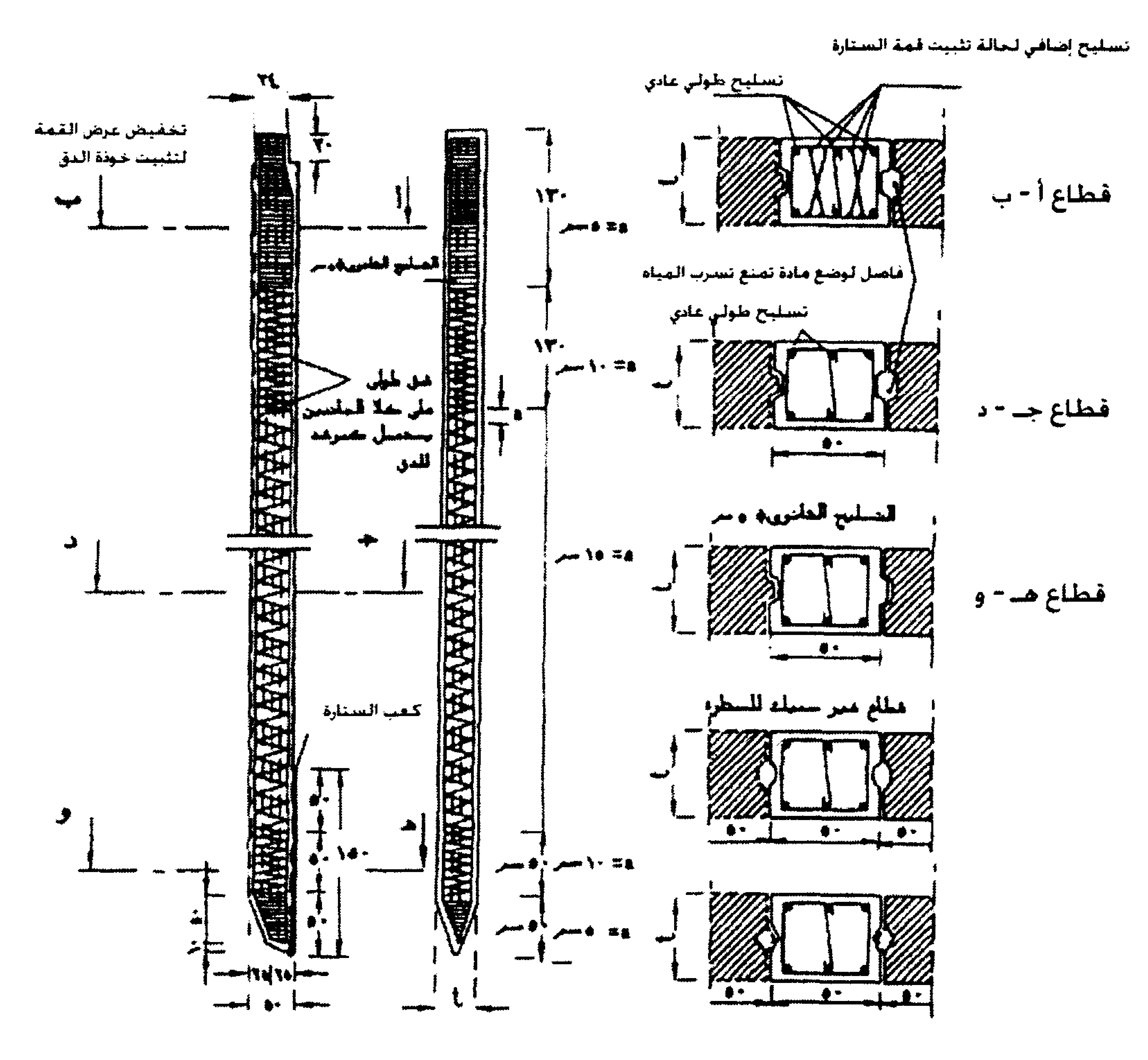
يصل طول الستارة الخرسانية إلى ما بين ١٥، ٢٠ م.

التشوين

يحظر فك الشدات والفرم قبل مضي ٧ أيام بعد الصب، ويحظر نقل الستائر من موضعها للتشوين أو الدق قبل مضي ٢٨ يومًا بعد الصب.

الدق

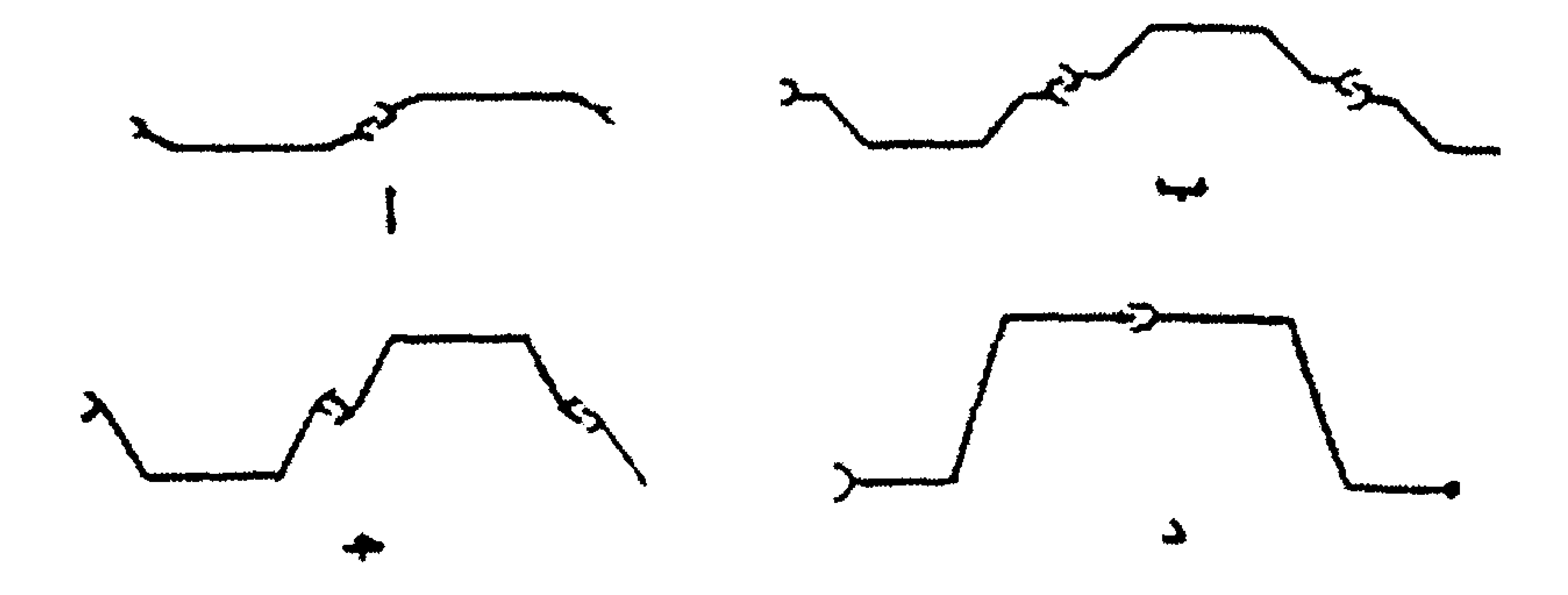
يتم الدق باستخدام مندالة صدمية مع حماية رأس الستارة، ويفضل أن تكون المندالة ثقيلة وذات مشوار قصير (٠.٥٠-١.٠٠ م) كما تستخدم مندالات اهتزازية في إنزال الستائر في حالة التربة من الرمال الناعمة أو الطمي. يمكن استخدام طريقة نفث المياه لإنزال الستارة في التربة.



الشكل ٧-٣٣: تفاصيل الستائر اللوحية الخرسانية

٣/١/٣/٧ الستائر اللوحية من الصلب

تستخدم الستائر اللوحية من الصلب لأعماق متفاوتة إذ يتسع مجال اختيار القطاع المناسب (الشكل ٧-٣٤)، كما تتعدد أشكال فواصل الاتصال (الشكل ٧-٣٥)



الشكل ٧-٣٤: بعض قطاعات الستائر اللوحية من الصلب

نموذج ١
b
a

نموذج ٤
a
b

نموذج ٢
b
a

نموذج ٥
a
b

نموذج ٣
b
a

نموذج ٦
a
b

الشكل ٧-٣٥: تفاصيل وصلات الستائر اللوحية

تآكل الستائر

معدل التآكل في المياه العذبة لا يتجاوز المتوسط ٠.٠١٢ مم في العام وهو لا يستلزم أي حماية خاصة. معدل التآكل في المياه المالحة يبلغ في المتوسط ٠.١٤ مم في العام وهو يستلزم علاج خاص للصلب المستخدم.

الدق

تدق معًا كل ستارتين من الستائر اللوحية على شكل U أو Z، تتراوح النسبة بين وزن المندالة إلى وزن الستارة ما بين ١ : ١ أو ٢ : ١ في حالة المندالة الساقطة أو المندالة البخارية أحادية التأثير.

المندالة البخارية ثنائية التأثير مناسبة للدق في التربة غير المتماسكة، بينما يفضل استخدام المندالة الساقطة الديزل في حالة التربة المتماسكة.

- ستارة مستقيمة.
- ستارة ذات تقوس صغير.
- ستارة ذات تقوس كبير.
- ستارة على شكل Z.

يجب أن يكون الدق في اتجاه محور الستارة مع عمل الاحتياطات اللازمة لدق الستائر في مكانها التصميمي باستخدام دليل الدق عند نقطتين متباعدتين من الستارة.

يمكن تسهيل عملية دق الستارة باستخدام نفث الماء مع وقف النفث عند عمق يعلو ١ م على الأقل من عمق الاختراق المطلوب الوصول إليه واستخدام المندالة لدق الستارة في المسافة المتبقية.

في حالة دق الستائر اللوحية من الصلب في التربة الصخرية الضعيفة يجب تقوية أعلى ونهاية الستارة واستخدام صلب من نوع خاص في صنع الستارة مع استخدام مندالة ثقيلة ذات مشوار قصير في الدق.

٢/٣/٧ أنواع الحوائط من الستائر اللوحية

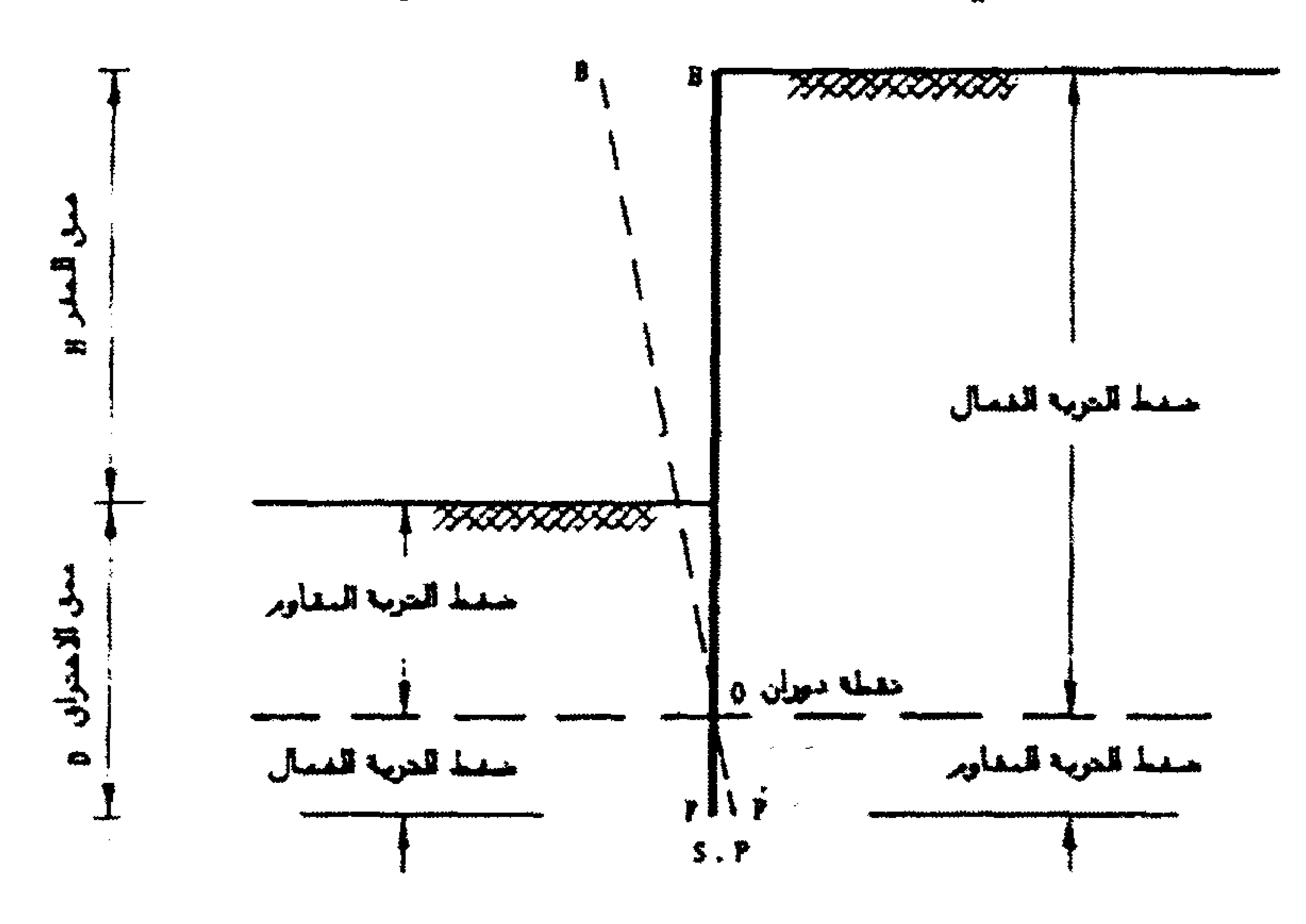
تقسم الحوائط من الستائر اللوحية من حيث سلوكها الإنشائي إلى الأنوال التالية:

١. الحوائط الكابولية.
٢. الحوائط ذات المربط الخلفي.
٣. الحوائط ذات المرابط الخلفية المتعددة.

١/٢/٣/٧ الحوائط اللوحية الكابولية

تستخدم الحوائط اللوحية الكابولية في الأعمال المؤقتة في التربة الرملية أو الطين الجامد وعندما لا يزيد عمق الحفر D عن ٥ م.

عند الحفر أمام الحائط أو الردم خلفه، يحدث دوران للحائط BD حول نقطة عليه O بحيث يأخذ الوضع الجديد $B^\backslash F^\backslash$ (الشكل ٧-٣٦). يوضح الشكل ٧-٣٧ الضغوط الفعالة والمقاومة للتربة التي تؤثر على جانبي الحائط عند حدوث إزاحات كافية لتولدها. كما يبين الجزء المهشر من الشكل ٧-٣٧ الضغط الصافي للتربة غير المتماسكة المؤثر على الحائط.



الشكل ٧-٣٦: حركة الحائط

تحديد عمق الاختراق D

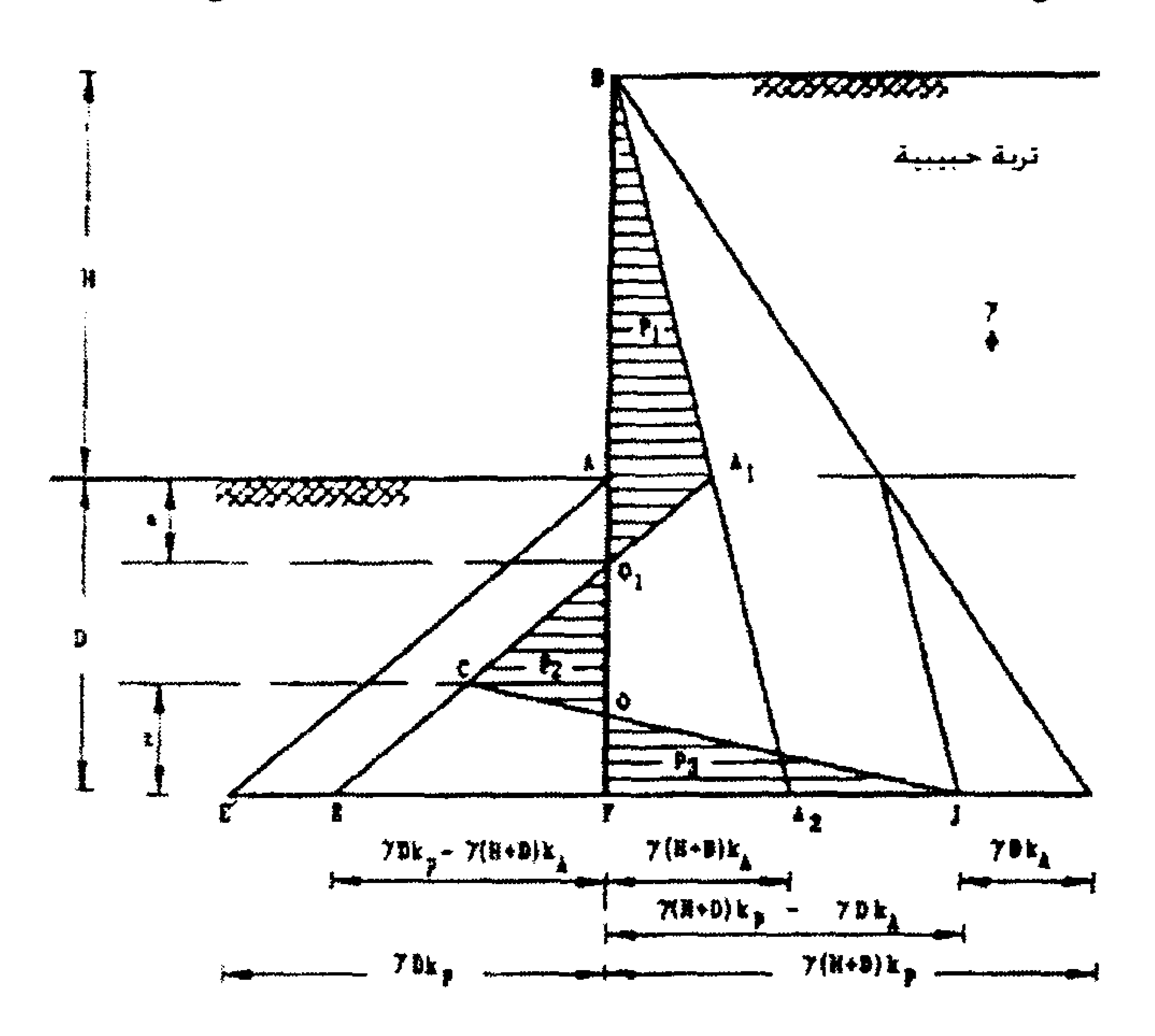
حساب قيم ضغط التربة الصافي على الحائط يتطلب تحديد البعدين D ، Z المجهولين والمبينين بالشكلين ٧-٣٧، ٧-٣٨.

- يتم تحديد هذين البعدين من شرطي الاتزان للقوى المؤثرة على الحائط.
- محصلة القوى الأفقية = صفر.
- محصلة العزوم حول أي نقطة (نقطة F) = صفر.
- بحل هاتين المعادلتين نحصل على D ، Z .

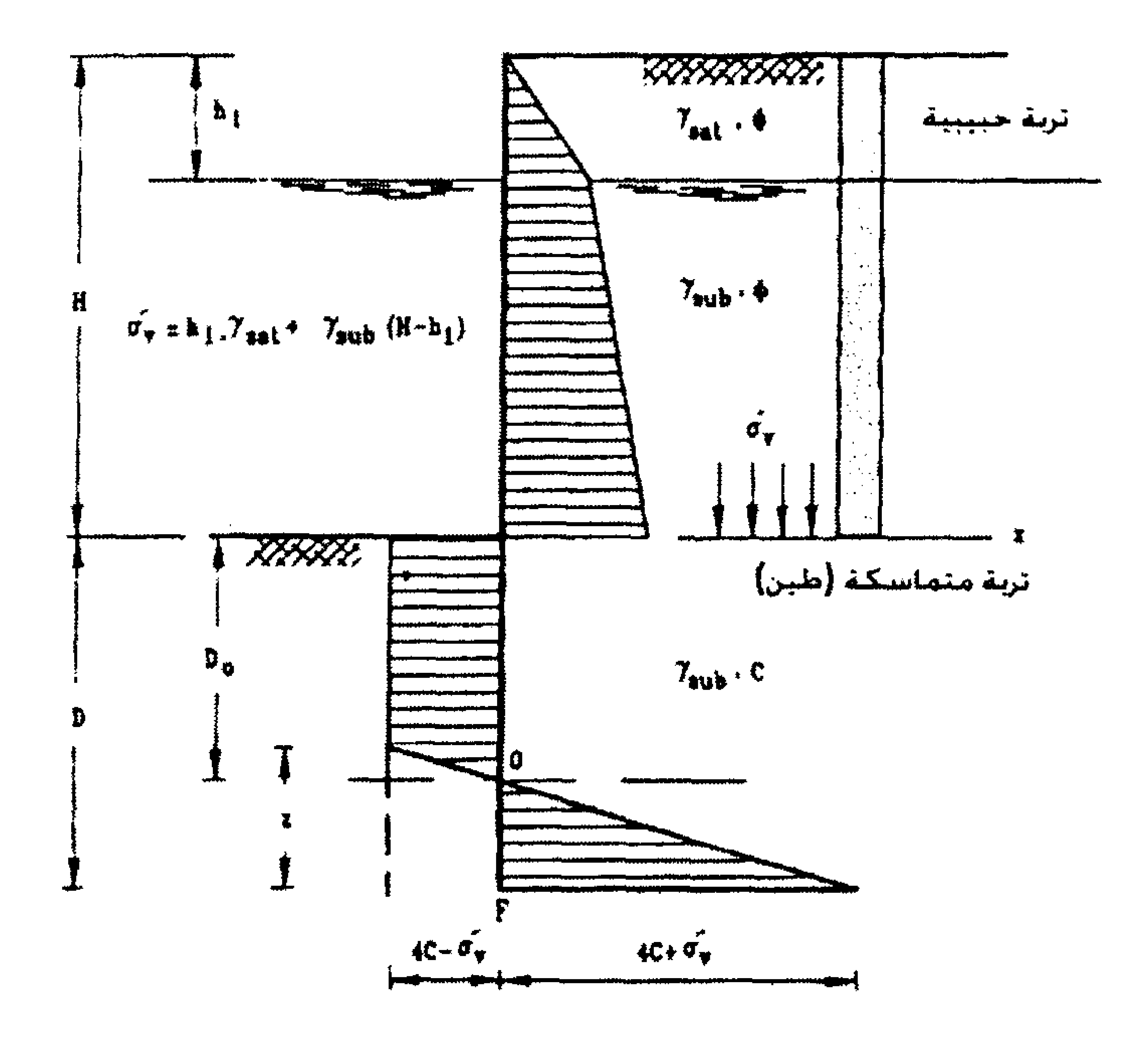
في حالة التربة الحبيبية المتجانسة بكامل ارتفاع الحائط، فإن قيمة Z ترتبط مع قيمة D بالعلاقة التالية:

$$Z=\frac{K_p D^2-K_a(H+D)^2}{(K_p-K_a)(H+2D)} \qquad (٧-٣١)$$

تزداد قيمة D المحسوبة بنسبة ٢٠-٤٠٪ لتحقيق معامل أمان مقداره ١.٥٠-٢.٠٠.



الشكل ٧-٣٧: الضغوط الصافية على جانبي الحائط



الشكل ٧-٣٨: الضغوط الصافية على الستارة في حالة تربة رملية تعلو تربة طينية

تعيين معامل القطاع للستارة Z

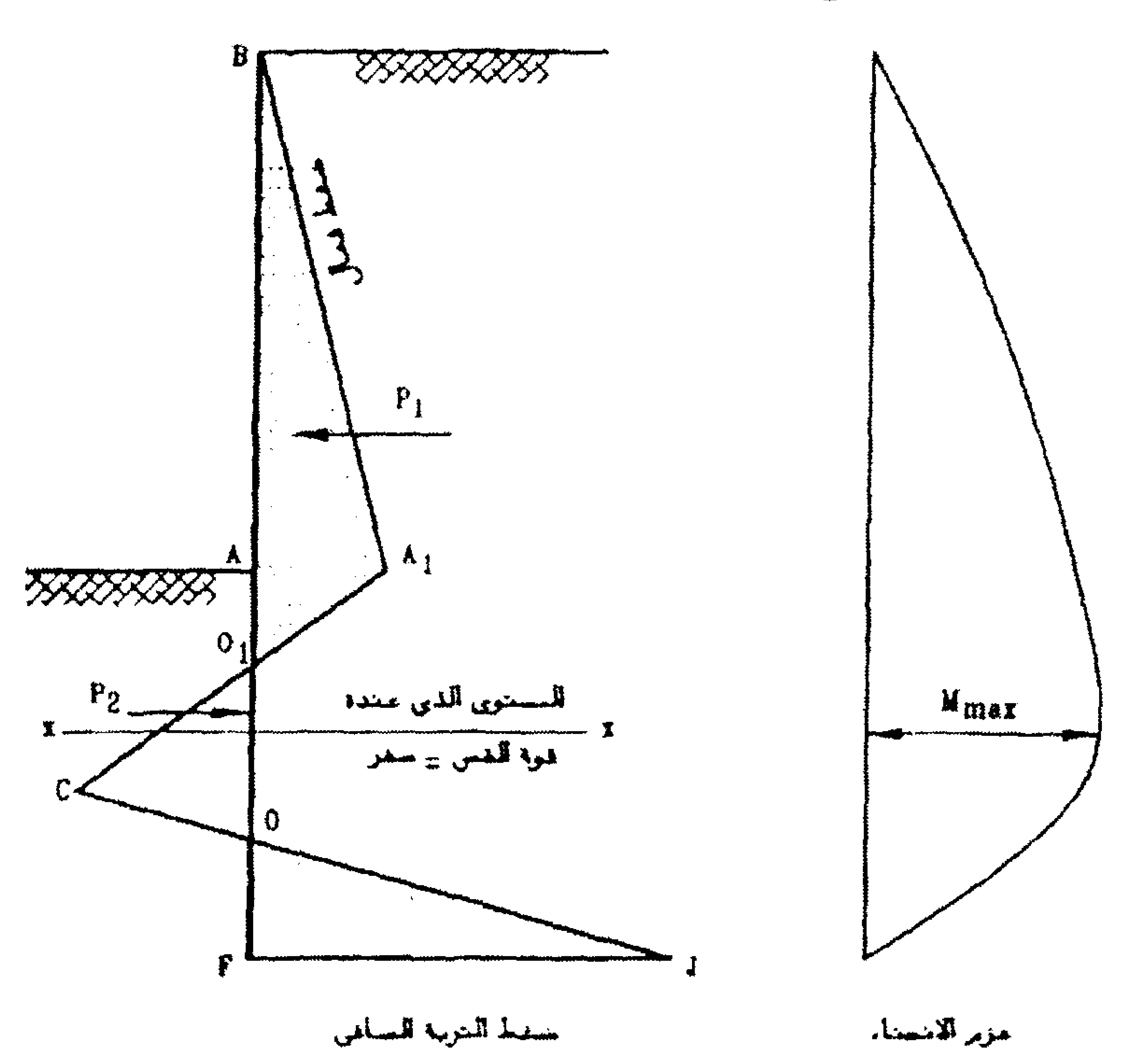
يبين الشكل ٧-٣٩ ضغط التربة الصافي على جانبي الحائط وتوزيع عزوم الانحناء على طوله.

يعين عزم الانحناء الأقصى $M_{max.}$ عند المستوى $x-x$ الذي يتلاشى القص عنده plane of zero shear ويحدد العزم عند هذا المستوى للقوتين P_1 ، P_2 حيث يمثل عزمها حول هذا المستوى أكبر عزم انحناء متولد في الستارة.

يحدد معامل القطاع مبدئيًا للحائط كما يلي:

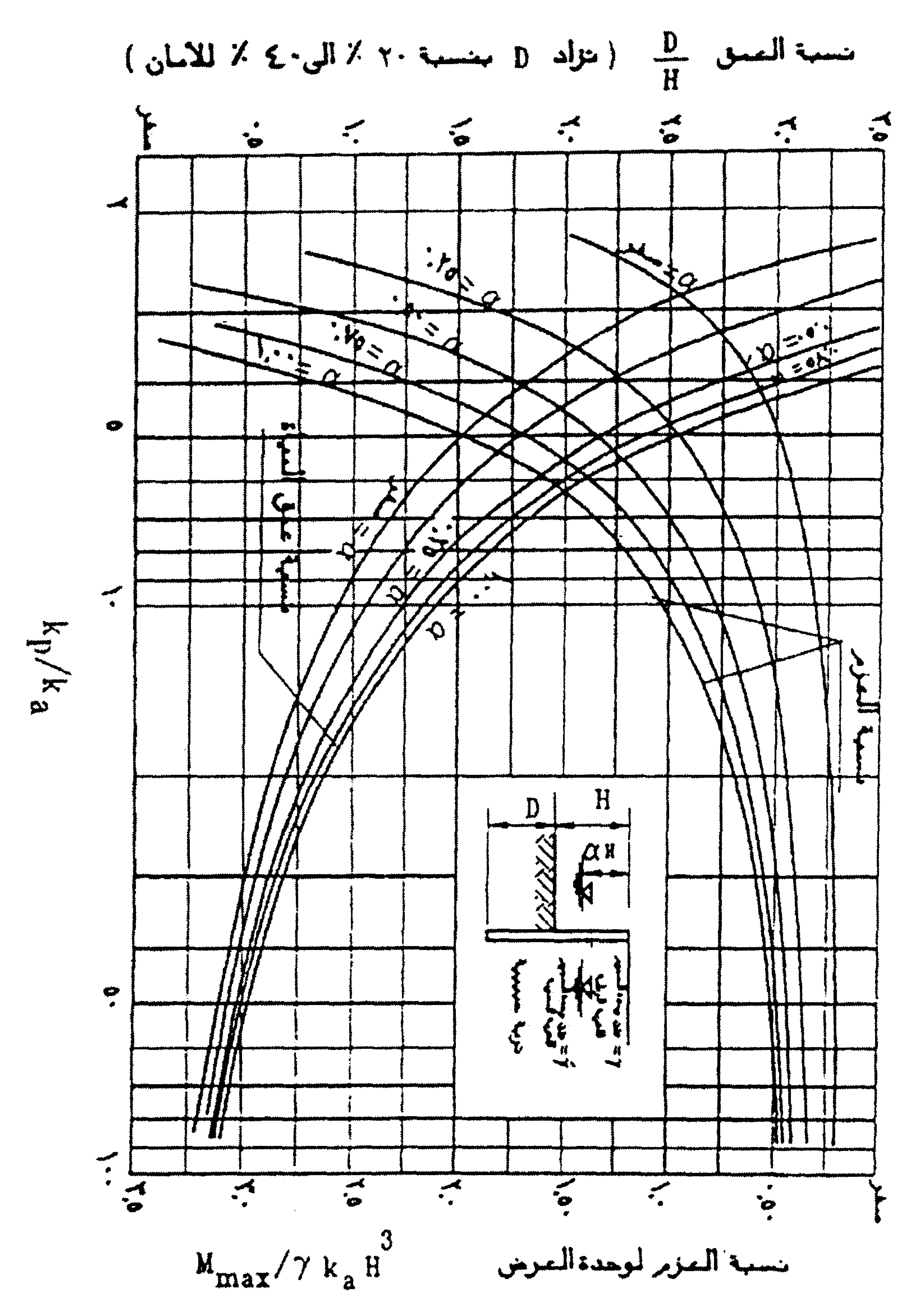
$$Z = \frac{M_{max.}}{f} \qquad (٧-٣٢)$$

حيث f = الإجهاد المسموح به لمادة الستارة في الانحناء.

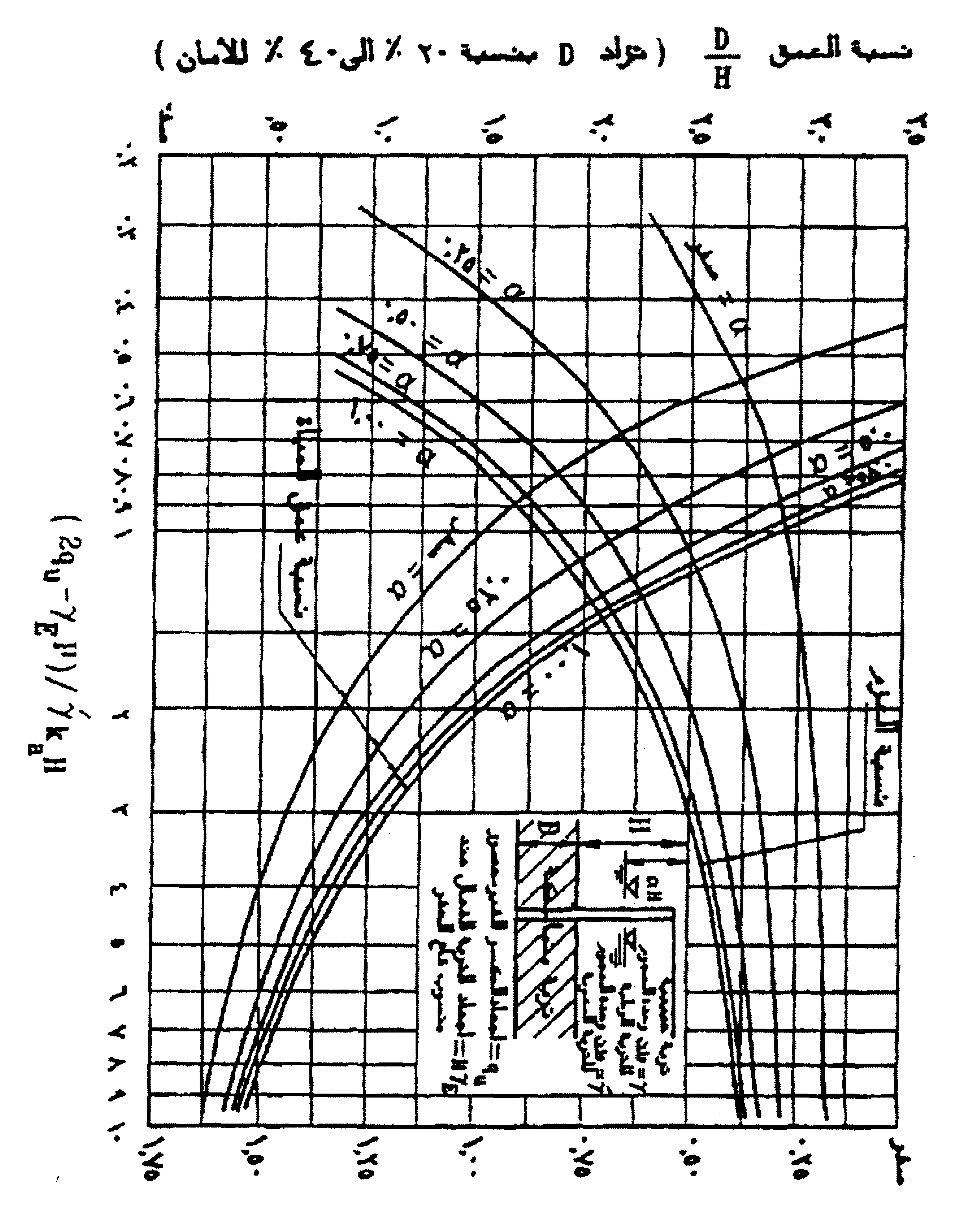


الشكل ٧-٣٩: ضغط التربة الصافي والعزوم الحانية على طول الستارة

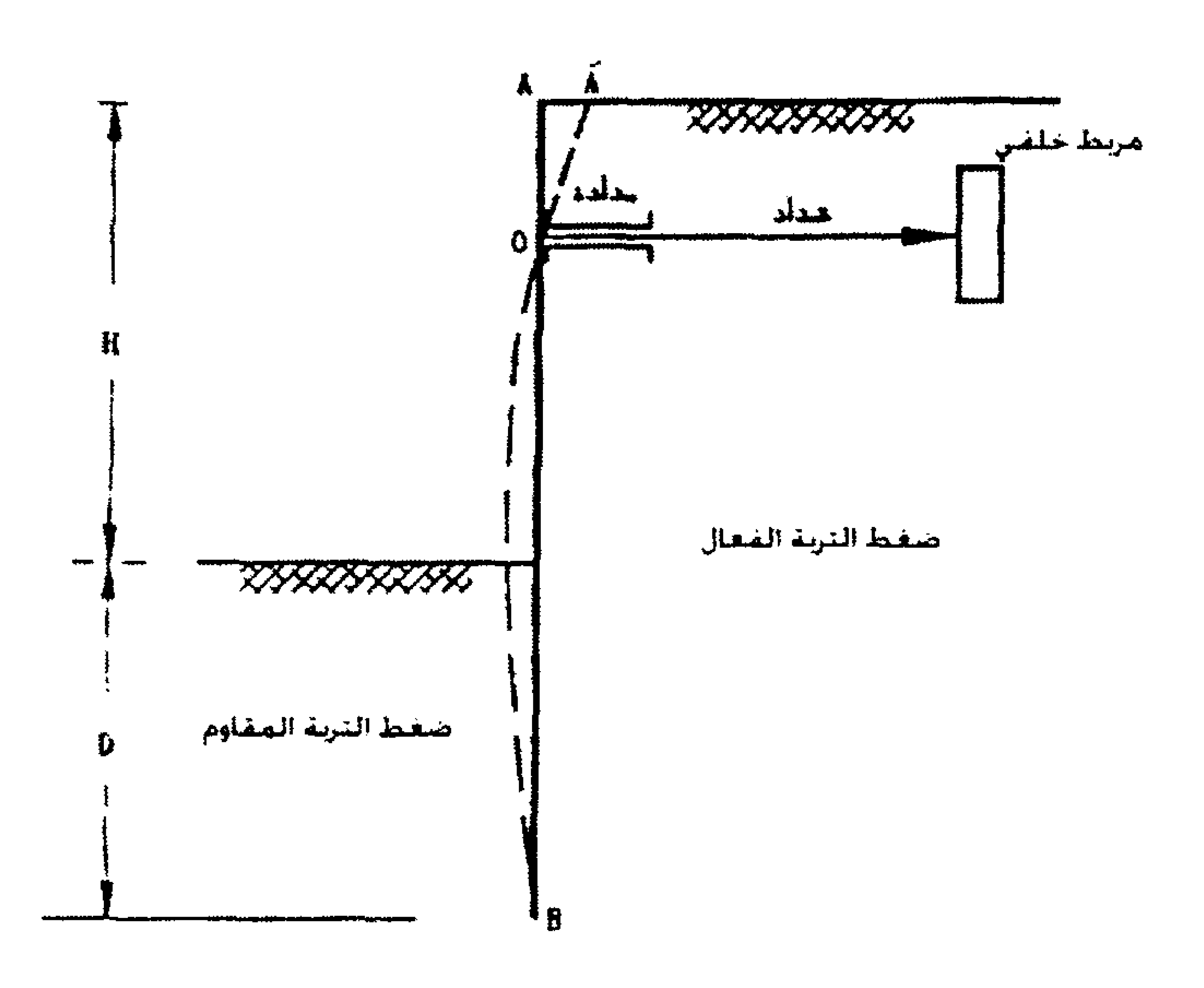
ويُرجع إلى البند ٧/٣/٣ في حساب الإجهادات المتولدة في الستارة. يمكن الاستعانة بالشكلين ٧-٤٠ ، ٧-٤١ لتعيين عمق الاختراق D وعزم الانحناء الأقصى في الحائط $M_{max.}$ وذلك في حالة التربة الحبيبية المتجانسة أو في حالة وجود طبقة من تربة حبيبية فوق طبقة من الطين.



الشكل ٧-٤٠: حائط لوحي كابولي في طبقة حبيبية متجانسة



الشكل ٧-٤١: حائط لوحي كابولي في طبقة رملية فوق طبقة طينية

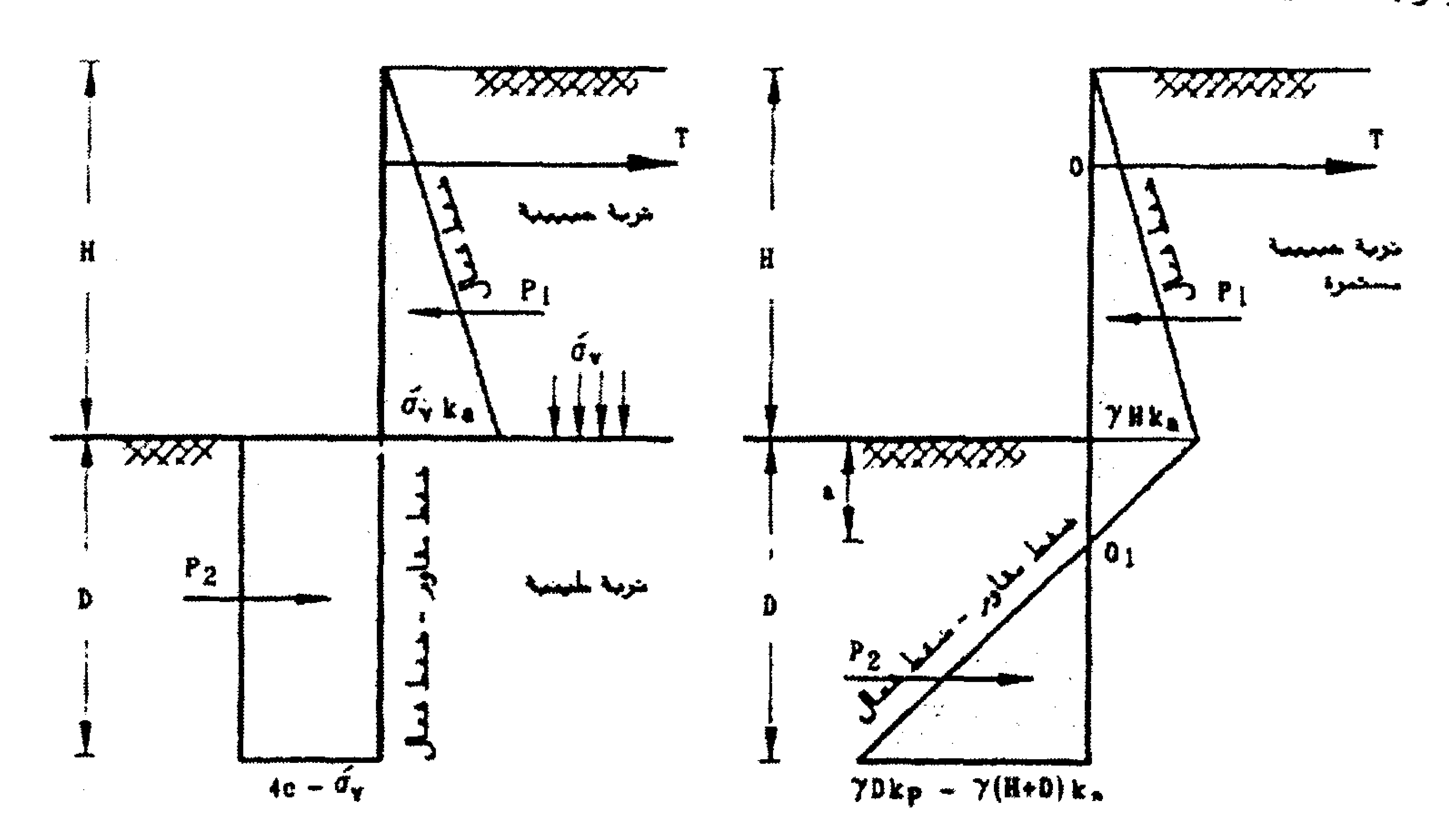


الشكل ٧-٤٢: حركة الحائط ذو المربط الخلفي

٧/٣/٢/٢ الحوائط اللوحية ذات المربط الخلفي

يستخدم الحائط اللوحي ذو المربط الخلفي في الأعمال الدائمة وعندما يزداد العمق المطلوب سنده بما يتطلب قطاعًا كبيرًا للستائر حالة استخدام الحائط الكابولي.

ويتكون الحائط اللوحي ذو المربط الخلفي (الشكل ٧-٤٢) من ستائر لوحية ومدادات وشدادات ومرابط خلفية.



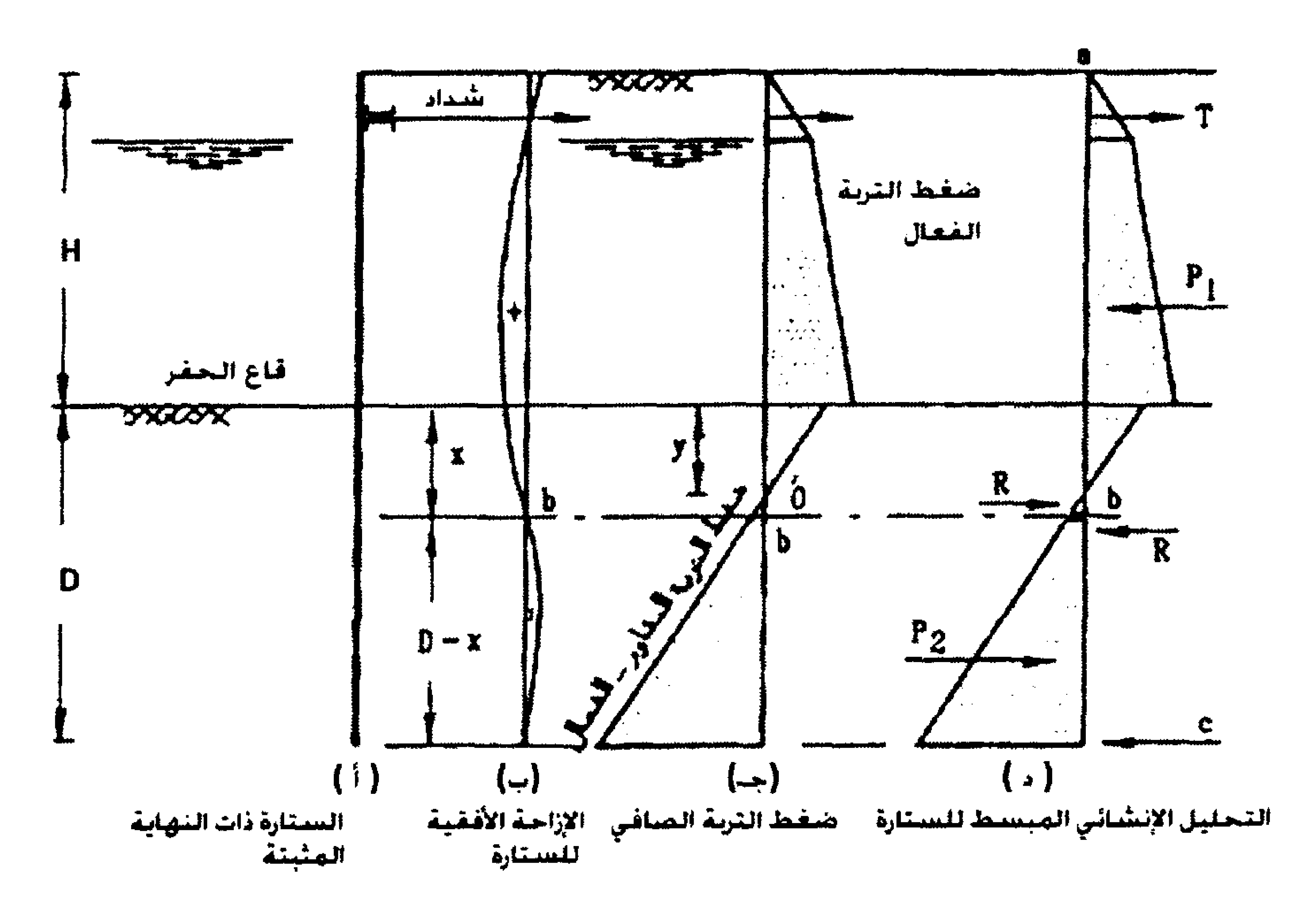
الشكل ٧-٤٣: الضغط الصافي على الحائط اللوحي ذو المربط الخلفي والحر النهاية

ويبين المنحنى BOA[1] شكل الإزاحات المرنة للحائط تحت تأثير ضغوط التربة الجانبية بما يحدد ضغوط التربة الفعالة والمقاومة. تنقسم الحوائط اللوحية ذات المربط الخلفي إلى نوعين:

أ- الحائط ذو النهاية الحرة (الشكل ٧-٤٣).

ب- الحائط ذو النهاية المثبتة (الشكل ٧-٤٤).

إذا كان عمق اختراق الستارة للتربة كبيرًا وترتكز في تربة عالية المقاومة بما يمنع دوران نهاية الستارة فتكون نهاية الحائط مثبتة. في غير ذلك من ظروف الارتكاز التي تسمح بدوران الحائط عند نهايتها تكون نهاية الحائط حرة. الحائط المثبت النهاية يتطلب قطاعًا من الستائر أصغر نسبيًا من الحائط الحر النهاية تحت نفس الظروف ولكنه يتطلب طولاً أكبر نسبيًا.



الشكل ٧-٤٤: الحائط ذو المربط الخلفي المثبت النهاية

١/٢/٢/٣/٧ تصميم الستائر اللوحية

تحديد عمق الاختراق D

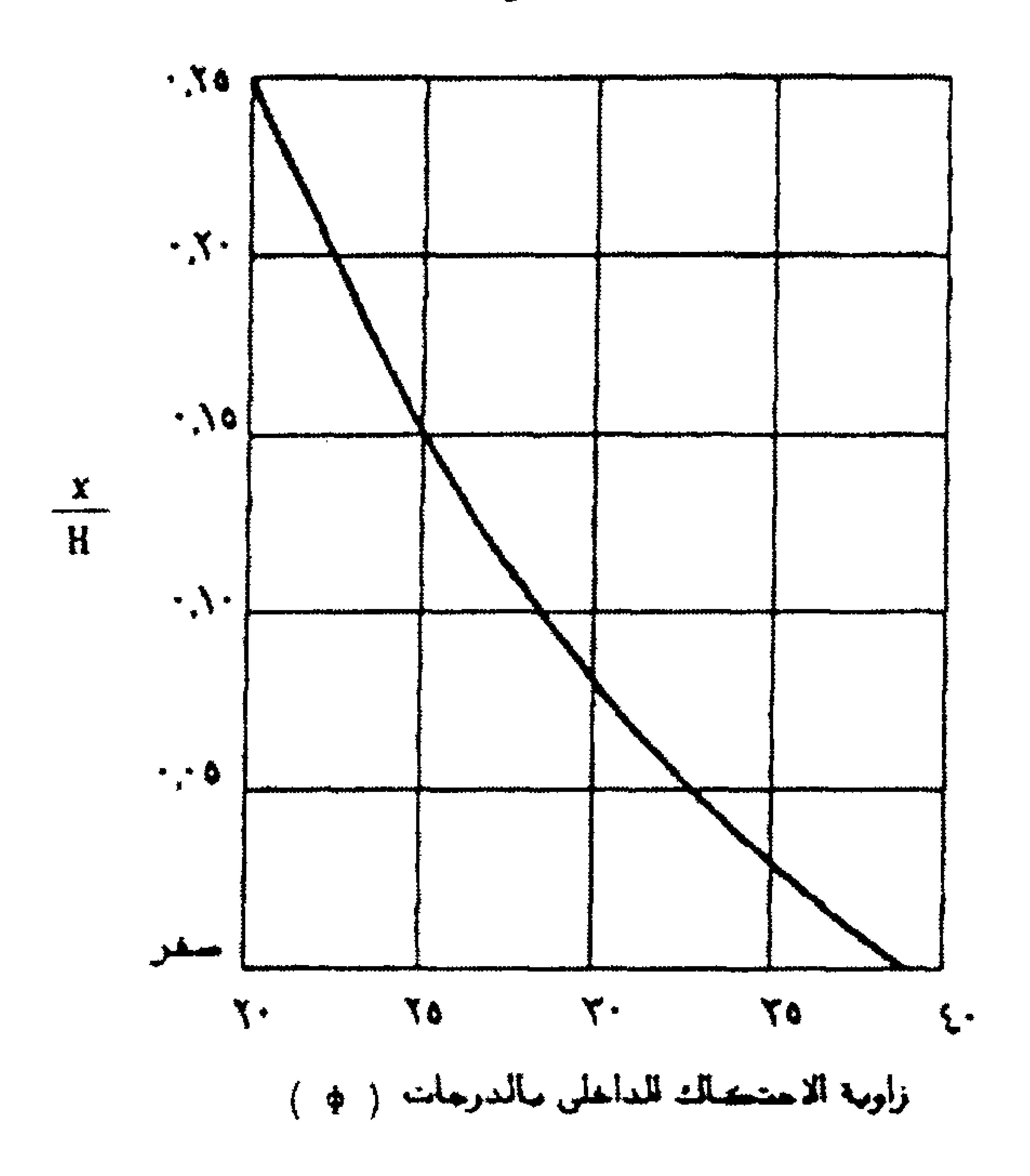
أ- الستارة اللوحية ذات النهاية الحرة

يبين الشكل ٧-٤٣ توزيع ضغط التربة الصافي على جانبي الستارة في حالة التربة الحبيبية والمتماسكة، حيث P_1 تمثل محصلة ضغط التربة على يمين الستارة، P_2 محصلة ضغط التربة على يسار الستارة.

يعين عمق الاختراق D بحساب عزم القوتين P_1 ، P_2 حول النقطة O:

$$\sum M_o = 0.0$$

يزداد عمق الاختراق D بنسبة ٢٠–٤٠٪ ليحقق معامل أمان مقداره ١.٥٠–٢.٠٠. ومن دراسة الاتزان الأفقي للستارة يمكن تحديد القوة T على المداد.



الشكل ٧-٤٥: منحنى بلوم لعمق نقطة الانقلاب في الستارة مثبتة النهاية

ب- الستارة اللوحية ذات النهائية المثبتة

- من المنحنى بالشكل ٧–٤٥، وبمعلومية زاوية القص للتربة يقدر العمق x لنقطة الانقلاب b على الستارة، أي النقطة التي يتلاشى عندها عزم الانحناء.
- يرسم ضغط التربة الصافي على جانبي الستارة كما بالشكل ٧–٤٤، وتكون y هي عمق النقطة التي يتساوى عندها ضغطي التربة الفعال والمقاوم، أي أن الضغط الصافي عندها يساوي صفرًا.

يفترض تقسيم الستارة إلى قسمين:

أ- القسم العلوي منها ab ويمثل كمرة بسيطة الارتكاز ذات كابولي واحد، بتطبيق شرطي الاتزان الآتيين:

$$\sum M@\text{Tie} = 0.0, \qquad \sum H = 0.0$$

لها يمكن تحديد القوى على المداد T ورد الفعل R (القص في الستارة عند نقطة b).

ب- الجزء السفلي bc، ويمثل كمرة بسيطة الارتكاز. بتطبيق شرطي الاتزان التاليين:

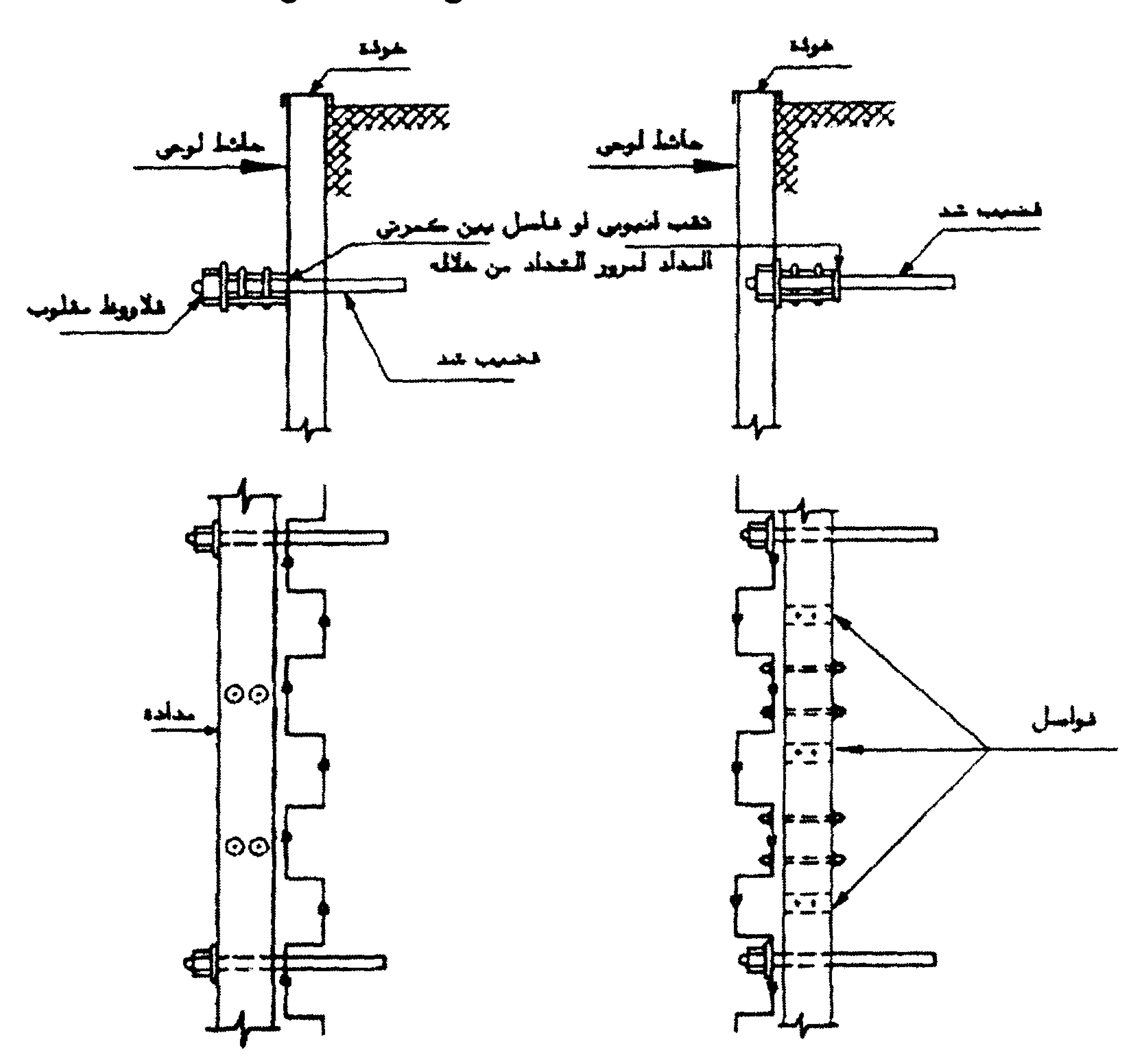
$$\sum H = 0.0, \qquad \sum M_c = 0.0$$

لها يمكن إيجاد رد الفعل C والطول لها $D-X$.

تزداد D بمقدار ٤٠٪ لتثبيت الحائط في التربة ولتحقيق معامل أمان لها في حدود ١.٥٠.

تعيين معامل القطاع للستارة Z

تتبع نفس طريقة تعيين معامل القطاع للستارة اللوحية الكابولية مع مراعاة أن مكان المستوى الذي تتلاشى عنده قوى القص plane of zero shear يقع عادة فوق قاع الحفر وأسفل الشداد.



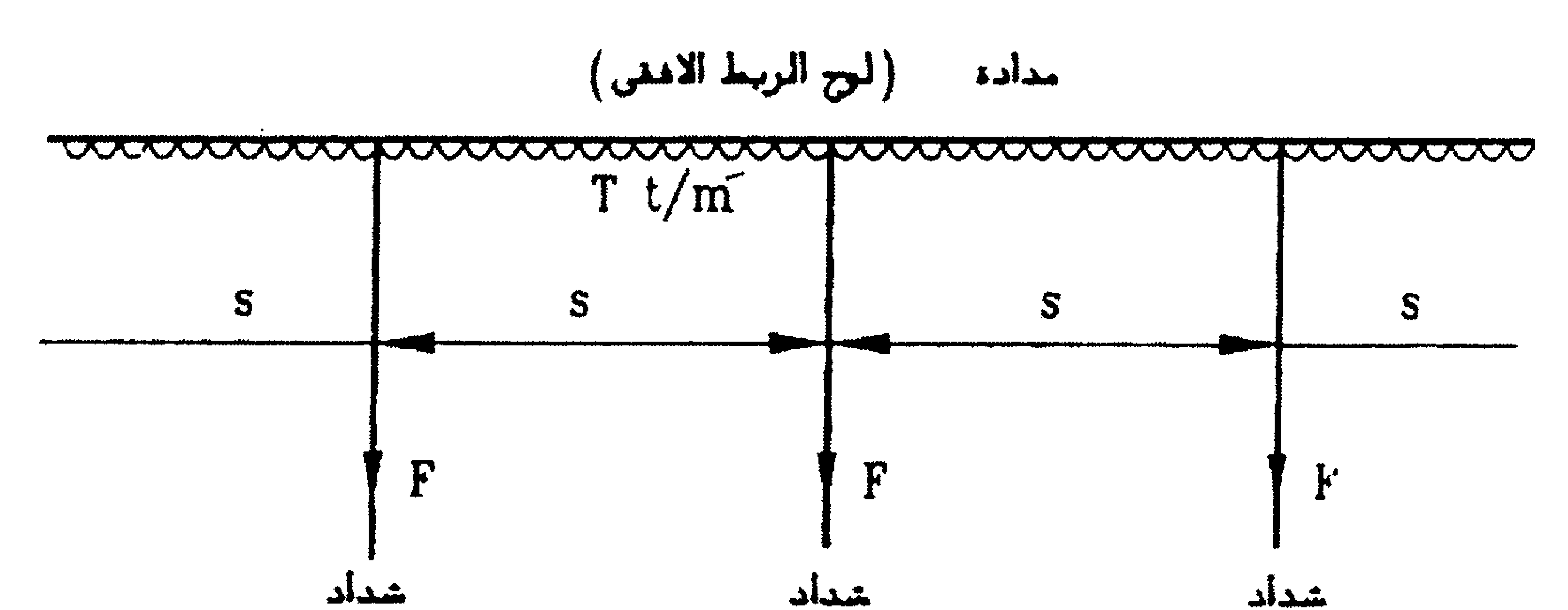
الشكل ٧-٤٦: ترتيب وضع المدادات والشدادات مع الستائر

٢/٢/٢/٣/٧ تصميم المدادات (ألواح الربط الأفقية)

يستقبل المداد رد الفعل الأفقي T من الستارة اللوحية وينقلها بدوره إلى المربط الخلفي من خلال الشدادات. ويتكون من كمرتين على هيئة مجرى توضعان أفقيًا ومتقابلتين من جهة العصب وبينهما مسافة تسمح بمرور الشدادات.

يبين الشكل ٧-٤٦ اتصال المدادات بالستارة من أمامها أو من خلفها، والوضع الأمثل للمداد هو أن يكون أمام الستارة وفوق أوطى منسوب للمياه.

تصمم المدادات باعتبارها كمرات مستمرة معرضة لقوى أفقية منتظمة التوزيع كثافتها T (قوة/وحدة أطوال) من الستارة وترتكز على مجموعة شدادات بينهم مسافات متساوية S كما هو مبين بالشكل ٧-٤٧.



الشكل ٧-٤٧: التحليل الإنشائي للمداد

يجب أن يكون قطاع المداد كافيًا لمقاومة عزوم الانحناء وقوى القص المتولدة فيه والتي تحسب كما يلي:

$$M_{\max.} = \frac{TS^2}{10} \tag{٧-٣٣}$$

$$Q_{\max.} = 0.6TS \tag{٧-٣٤}$$

ويكون معامل القطاع Z مساويًا:

$$Z = \frac{M_{\max.}}{f} \tag{٧-٣٥}$$

حيث f = إجهاد الشد لمادة القطاع.

٣/٢/٢/٣/٧ تصميم الشدادات

الشدادات عبارة عن قضبان من الصلب الإنشائي دائرية أو مربعة القطاع معرضة لقوة شد F عبارة عن:

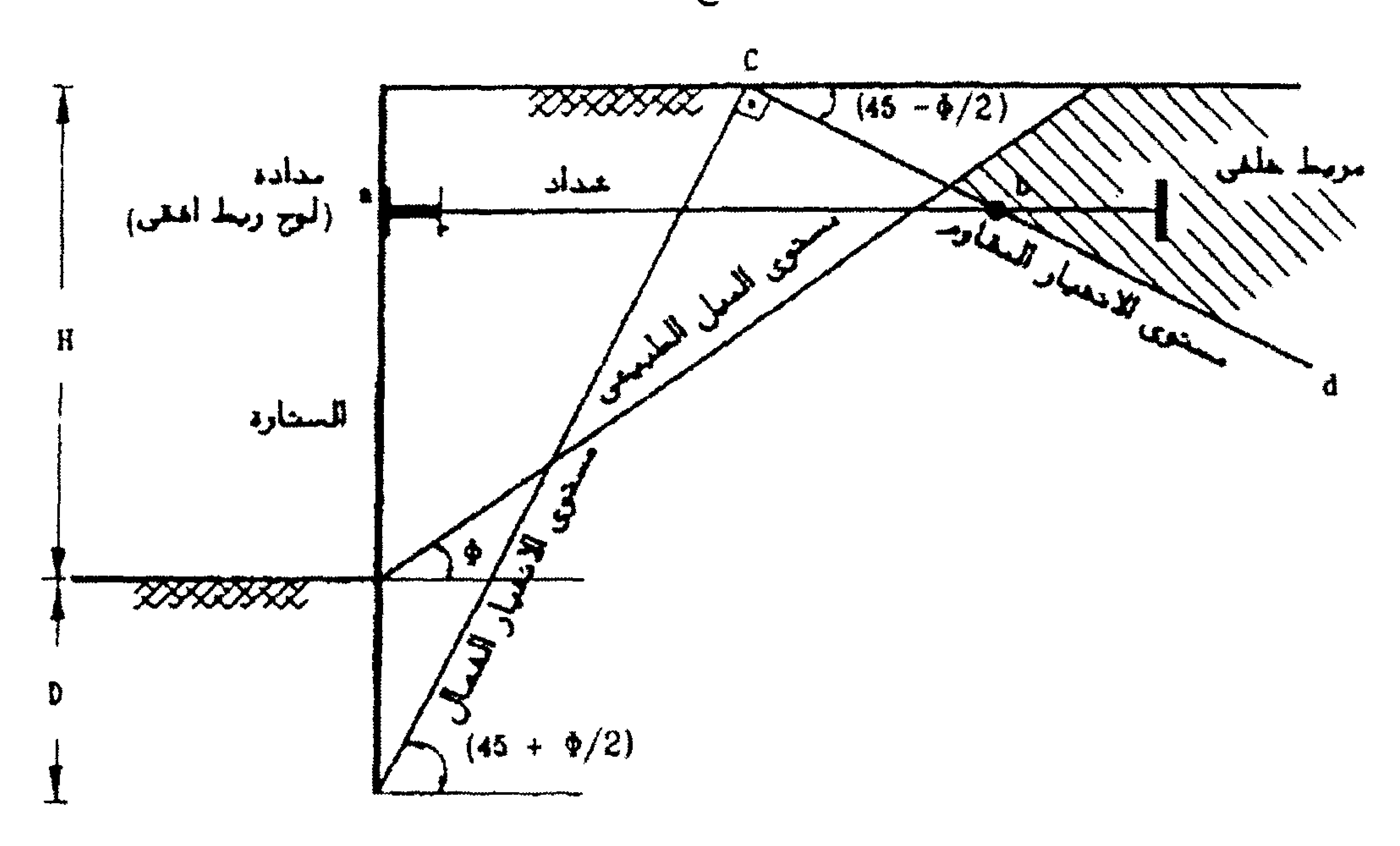
$$F = TS \qquad (٧-٣٦)$$

لحساب قطاع الشداد تزداد قيمة F بمقدار ٣٠٪ أما عند الوصلات وأماكن الاتصال بالوحدات الأخرى من الحائط فتزداد قيمة F بمقدار ٥٠-١٠٠٪.

ويتحدد طول الشداد بحيث لا يحدث تداخل بين منطقتي الاتزان اللدن للتربة أمام المربط الخلفي وخلف الحائط وبحيث يقع المربط خلف مستوى الميل الطبيعي للتربة. الشكل ٧-٤٨ يوضح أقصر طول ab للشداد.

٤/٢/٢/٣/٧ تصميم المرابط الخلفية

تنتقل القوة الأفقية T من الشداد إلى أحد الأنواع الآتية من المرابط الخلفية (الشكل ٧-٤٩):



الشكل ٧-٤٨: أقصر طول للشداد

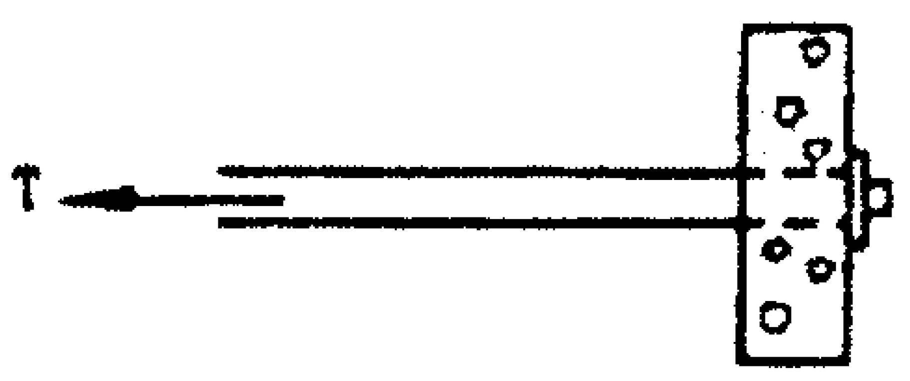
أ- بلوكات/بلاطات خرسانية

وهي عبارة عن كتل قصيرة من الخرسانة العادية أو بلاطات/كمرات مستمرة من الخرسانة المسلحة. هذا النوع يصلح استخدامه عندما يمكن وضعه تحت سطح الأرض في تربة ذات مقاومة عالية.

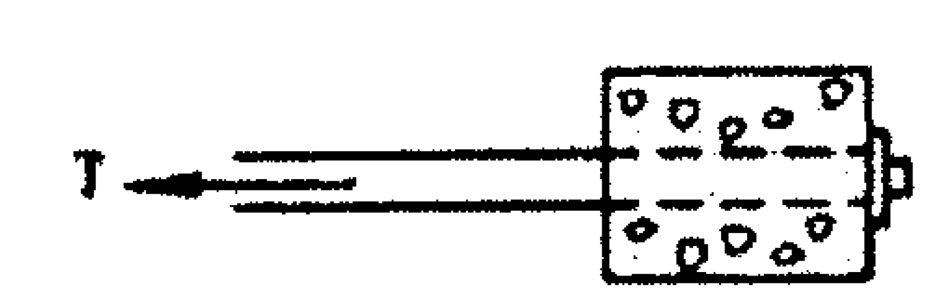
ب- ستائر لوحية

وهي عبارة عن حائط قصير من الستائر اللوحية مزود بمدادات.

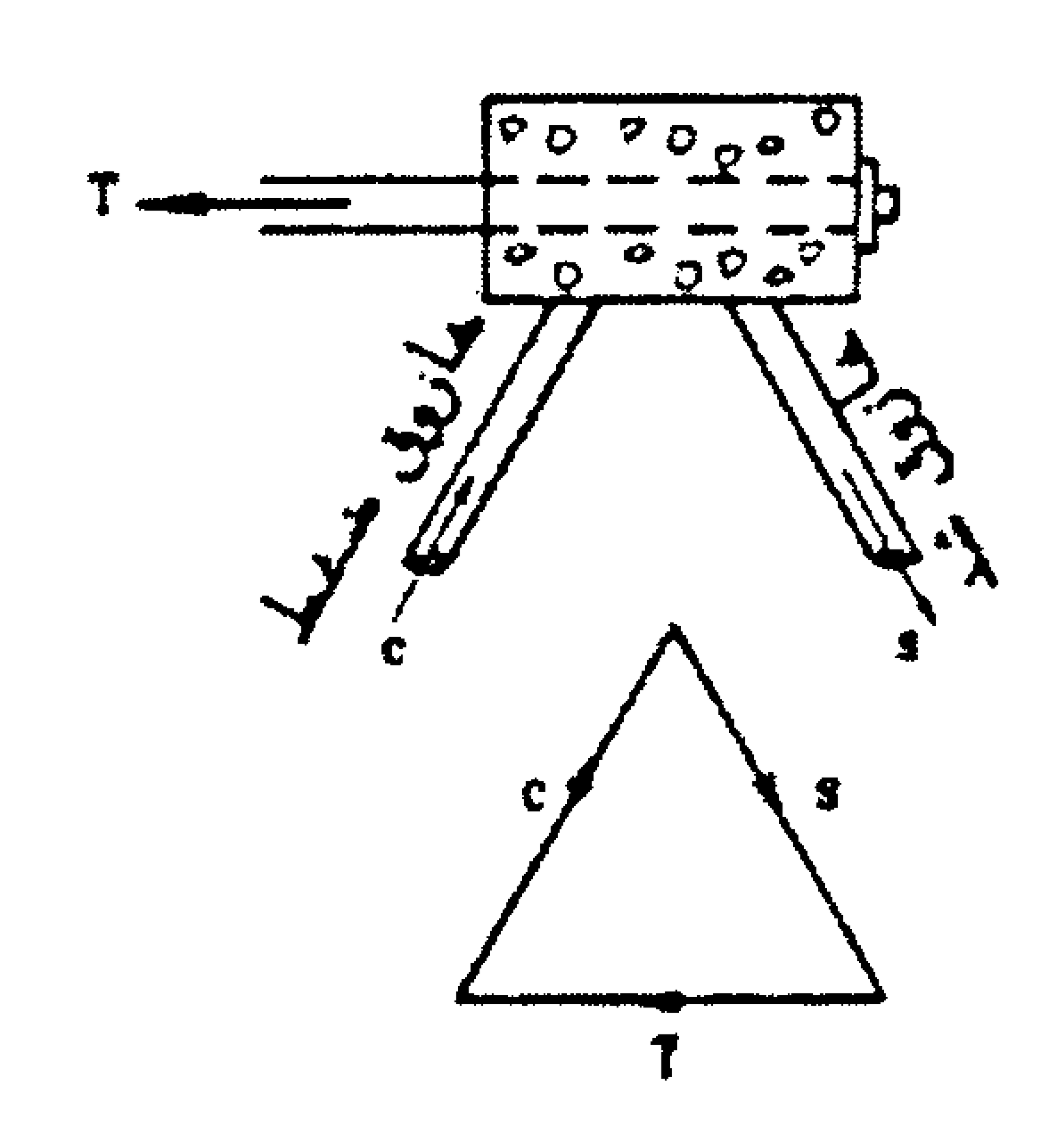




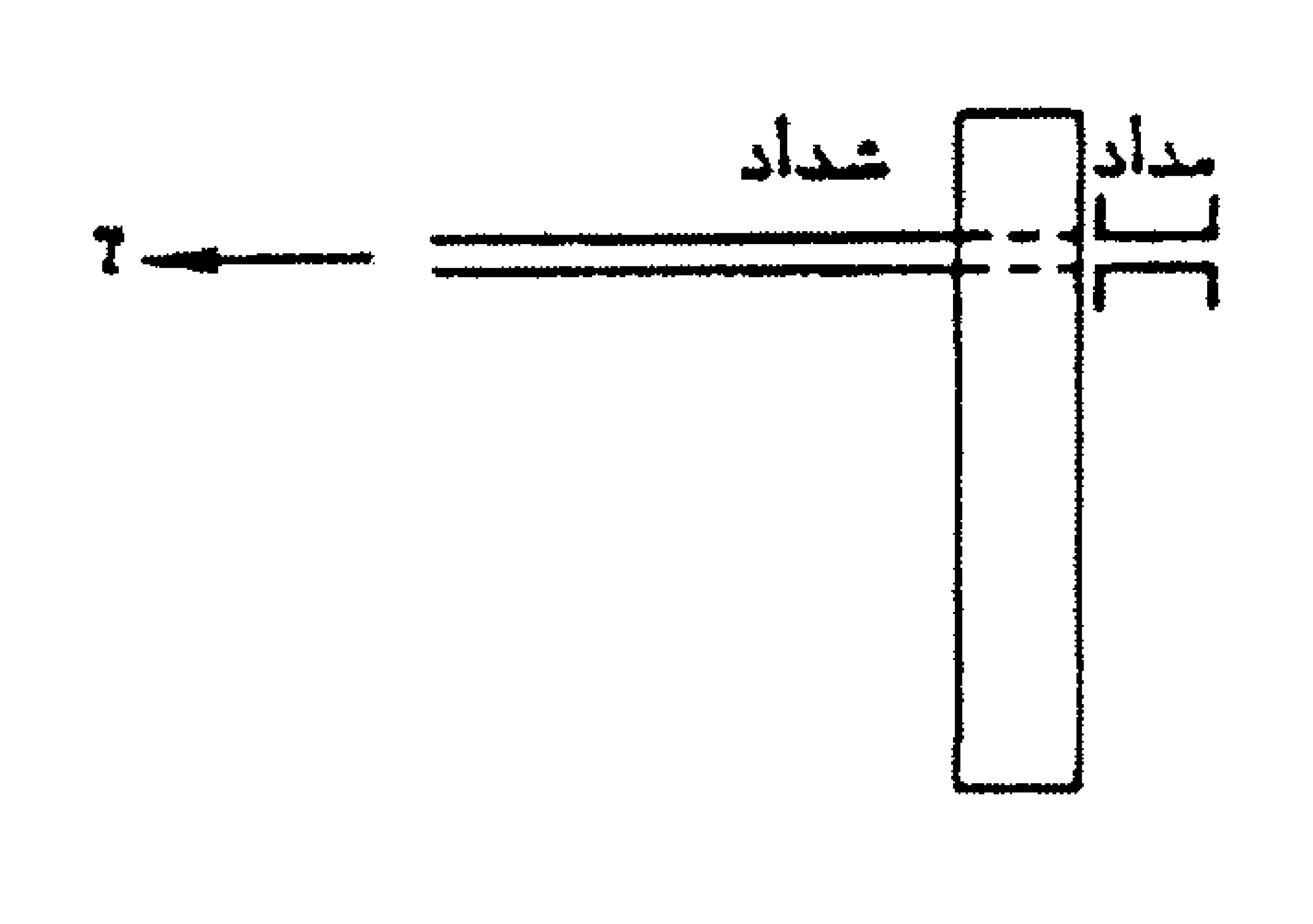
أ - بلاطات خرسانية



ب- بلوكات خرسانية



جـ- خوازيق مائلة



د - ستائر لوحية قصيرة

الشكل ٧-٤٩: المرابط الخلفية

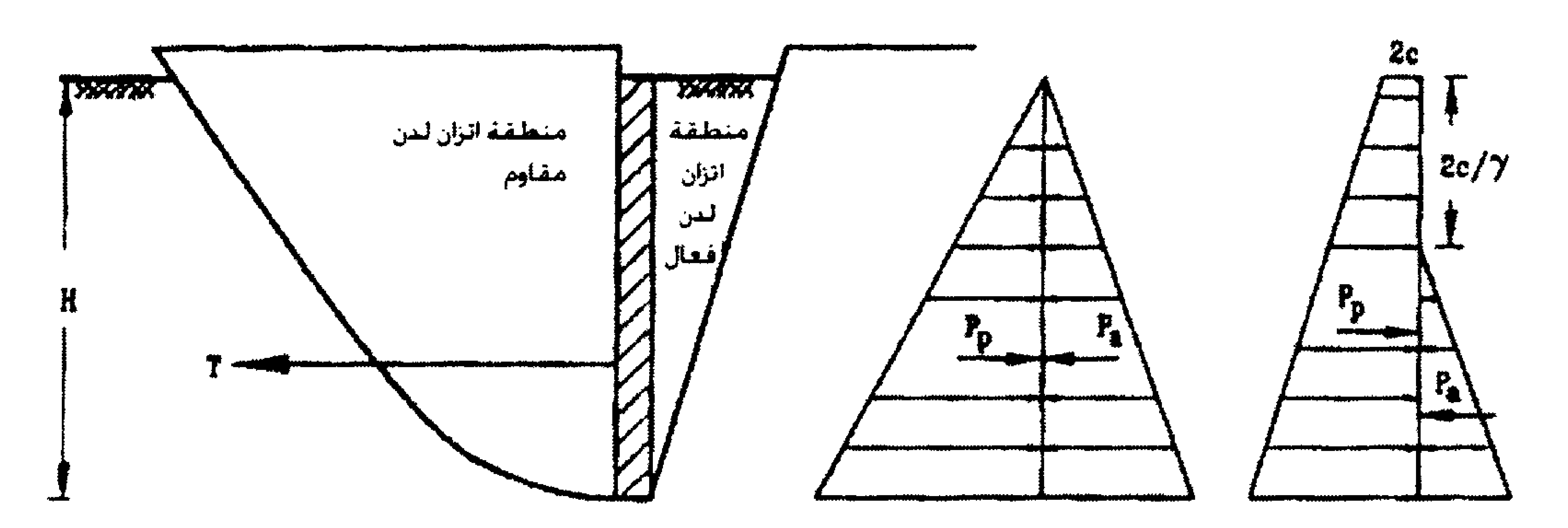
ج- الخوازيق المائلة

عبارة عن خوازيق تدق على صورة الرقم (٨)، وهذا النوع يستخدم عندما تكون طبقة التربة العلوية ضعيفة.

سعة البلوكات/البلاطات الخرسانية

أ- كتلة أو بلاطة قريبة من سطح الأرض

سعة مربط بارتفاع H وعرض L يعين من الشكل ٧-٥٠ باستخدام المعادلات الآتية:



الشكل ٧-٥٠: مربط خلفي قريب من سطح الأرض

في حالة التربة الحبيبية:

$$T_{ult.} \leq L\left(P_p - P_a\right) + \frac{1}{3}K_o \gamma \left(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}\right)H^3 \tan\phi \qquad (٣٧-٧)$$

في حالة التربة المتماسكة:

$$T_{ult.} \leq L\left(P_p - P_a\right) + q_u H^2$$

حيث $T_{ult.}$ = القوة القصوى.

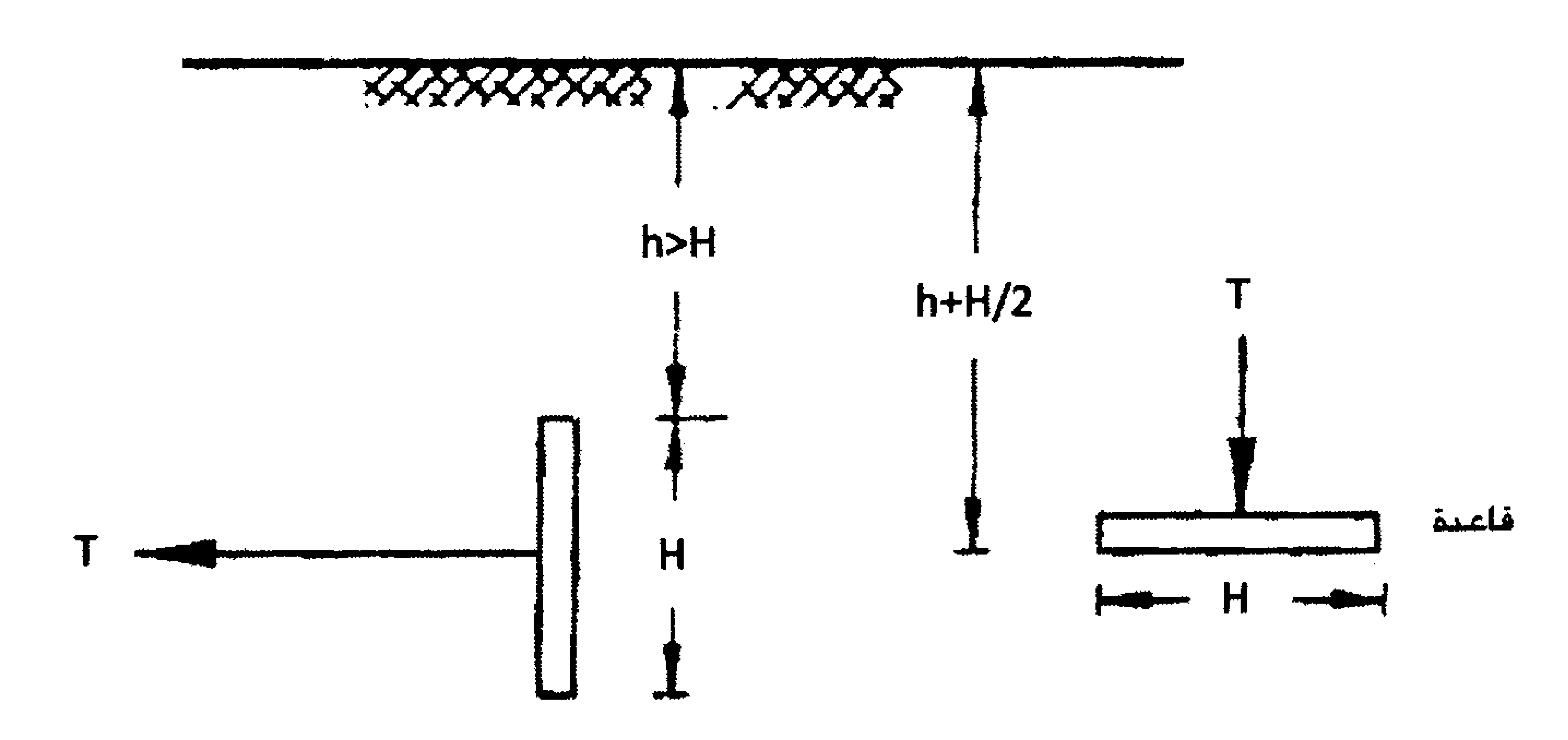
P_p ، P_a = محصلة ضغطي التربة المقاوم والفعال لوحدة الأطوال.

K_o = معامل ضغط التربة عند السكون.

K_p ، K_a = معاملا ضغط التربة المقاوم والفعال.

ϕ = زاوية الاحتكاك الداخلية للتربة الحبيبية.

q_u = مقاومة الضغط المحصور (المحاط) للتربة المتماسكة.



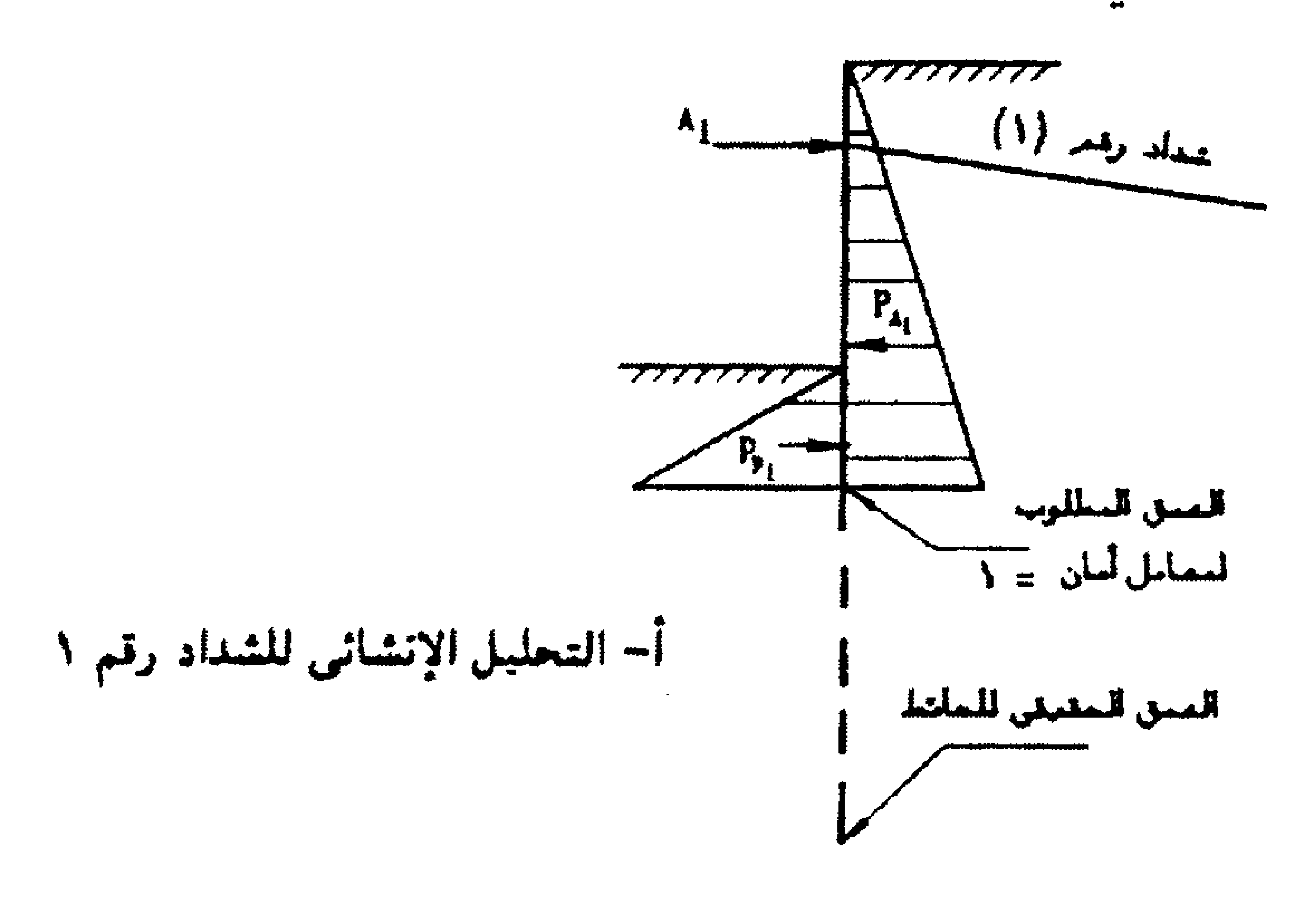
الشكل ٧-٥١: مربط خلفي عميق

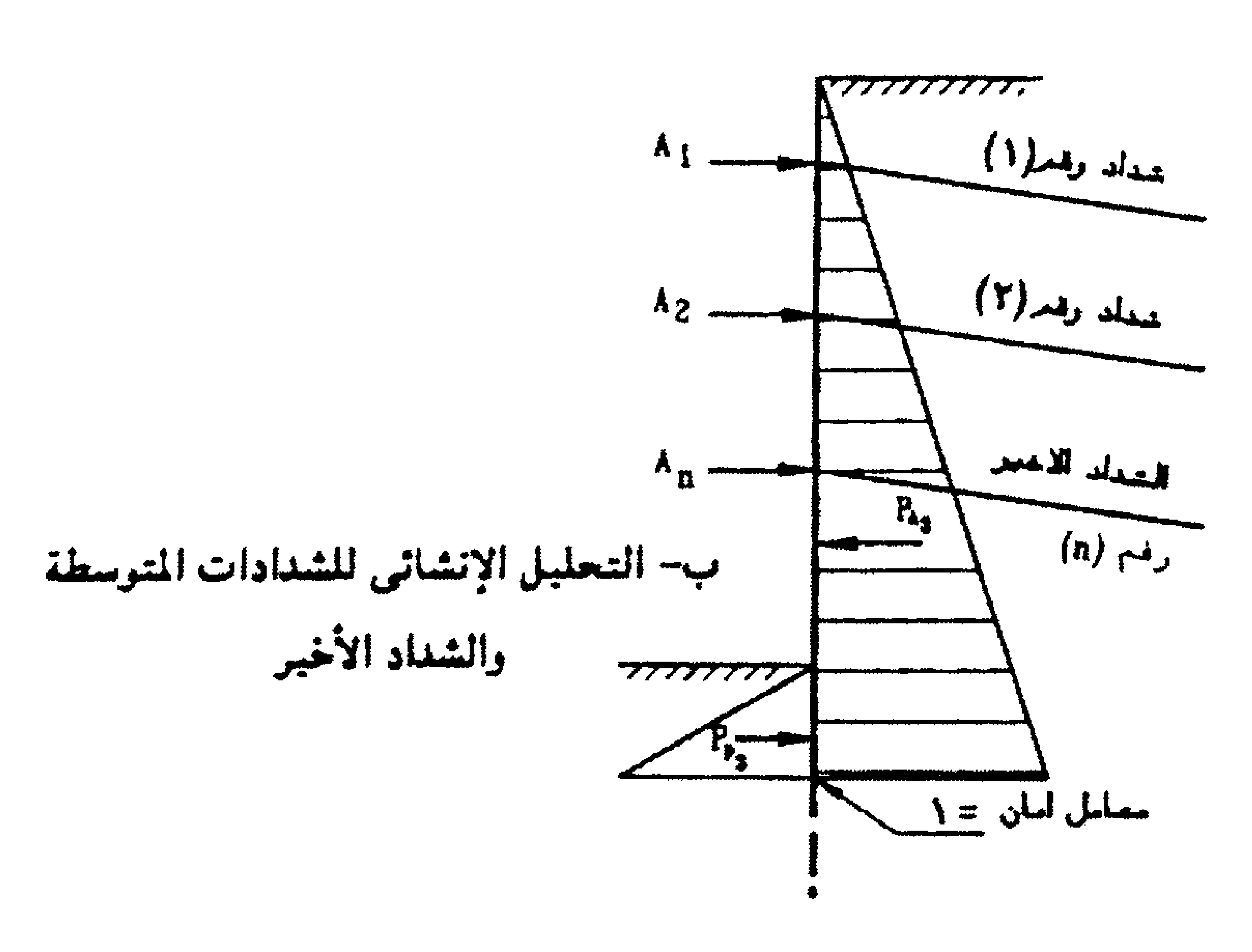
ب- كتلة/بلاطة خرسانية على عمق كبير تحت سطح الأرض

السعة القصوى للمربط الموجود على عمق كبير تحت سطح الأرض ($h>H$) تساوي تقريبًا سعة التحميل الرأسية لقاعدة أفقية مرتكزة عند نفس العمق ($h+H/2$) (الشكل ٧-٥١).

٣/٢/٣/٧ الحوائط اللوحية متعددة الشدادات

يتم حساب حائط لوحي متعدد الشدادات (الشكل ٧-٥٢) بالطريقة التالية:





الشكل ٧-٥٣: التحليل الإنشائي لحائط لوحي متعدد الشدادات

- يرسم ضغط التربة الفعال والمقاوم على جانبي الحائط.
- تحسب القوة A_1 في الشداد الأول العلوي باعتبار عدم وجود الشدادات الأخرى ووجود قاع الحفر عند مستوى الشداد التالي له، ويحسب عمق الاختراق D_1 للستارة بهذا الوضع باعتبار معامل أمن = ١، وذلك بتطبيق شرطي الاتزان:

$$\sum H = 0.0, \qquad \sum M = 0.0$$

- للشدادات الأخرى يعين عمق الاختراق D_m للستارة والقوة في الشداد A_m باعتبار معامل أمن = ١، وباعتبار وجود القوى في الشدادات العليا التي سبق تعيينها، ووجود قاع الحفر عند مستوى الشداد التالي ($m+1$) أو عند قاع الحفر الفعلي حالة الشداد الأخير n، وذلك بتطبيق شرطي الاتزان للقوى الأفقية والعزوم.
- يحسب عزم الانحناء المتولد في الستارة عند كل مرحلة من مراحل الإنشاء.
- تزداد D_n بمقدار ٢٠–٤٠٪ لتحقيق معامل أمن في حدود ١.٥٠.

٣/٣/٧ الإجهادات الآمنة المستعملة في تصميم الستائر اللوحية

يبين الجدول ٧–٦ الإجهادات الآمنة المستعملة في تصميم الستائر اللوحية من الصلب وفقًا لدرجات الحمل المستخدم في التصميم.

الجدول ٧-٦: حدود الإجهادات الآمنة في الستائر اللوحية (ميجانيوتن/متر[٢])

نوع الصلب	٣٧	٤٥	٥٢
درجة الحمل الأولى	١٤٠	١٦٠	٢١٠
درجة الحمل الثانية	يضاف ١٥% إلى إجهادات الدرجة الأولى		
درجة الحمل الثالثة	يضاف ٣٠% إلى إجهادات الدرجة الأولى		

الإجهادات الآمنة المستعملة في تصميم الشدادات هي كالآتي:

أ- في منطقة القلوظة

- صلب ٣٧ ١١٢ ميجانيوتن/متر[٢]
- صلب ٥٢ ١٥٠ ميجانيوتن/متر[٢]

ب- خارج منطقة القلوظة

- صلب ٣٧ ١٤٠ ميجانيوتن/متر[٢]
- صلب ٥٢ ٢١٠ ميجانيوتن/متر[٢]

درجات الأحمال

تقسم الأحمال إلى الدرجات الثلاث التالية:

أ- أحمال الدرجة الأولى

هي الأحمال الناتجة عن ضغط التربة الفعال - فرق ضغط المياه - ضغط التربة الناتج عن الأحمال الحية.

ب- أحمال الدرجة الثانية

يضاف لأحمال الدرجة الأولى فرق ضغط المياه نتيجة فيضان المياه أمام الحائط وتأثير المص نتيجة مرور السفن وضغط التربة الفعال والمقاوم نتيجة الأحمال الحية الموضعية غير العادية.

ج- أحمال الدرجة الثالثة

مثل أحمال الدرجة الثانية ولكنها تأخذ في الاعتبار الأحمال الإضافية على المسطحات الكبيرة من المنشأ التي لم يسبق اعتبارها، أو حدوث ظروف غير ملائمة بما ينتج عنه انهيار أعضاء إنشائية في المنشأ تحافظ على توازنه. مثال لهذه الظروف الانهيار الكامل لشبكة الصرف أو انهيار ميل ترابي تحت الماء أمام حائط من ستائر لوحية أو غرق مفاجئ لجسر أو حدوث ارتفاع أو انخفاض مفاجئ في مستوى مياه الحبر بسبب انسدادات أو إزاحات جليدية أو انفجار خط رئيسي للمياه خلف المنشأ أو نقل أحمال غير عادية مثل القاطرات أو الحديد الخردة وما يماثلها فوق المنشأ. يراعى اعتبار الفعل المشترك للعديد من هذه التأثيرات غير الملائمة مادام احتمال حدوثها قائمًا وممكنًا.

حساب قيمة الإجهادات المتولدة في الستائر اللوحية

تحسب الإجهادات المتولدة في الستائر اللوحية من المعادلة الآتية:

$$\sigma_{max.} = \frac{P}{A} + \frac{M_{max.}}{Z} + \frac{P\,y}{Z}$$

حيث $\sigma_{max.}$ = أقصى إجهاد متولد (MN/m^2).

P = القوة الرأسية المؤثرة في محور الستارة (MN).

$M_{max.}$ = العزوم القصوى المتولدة في الستارة نتيجة القوى الأفقية (MN.m).

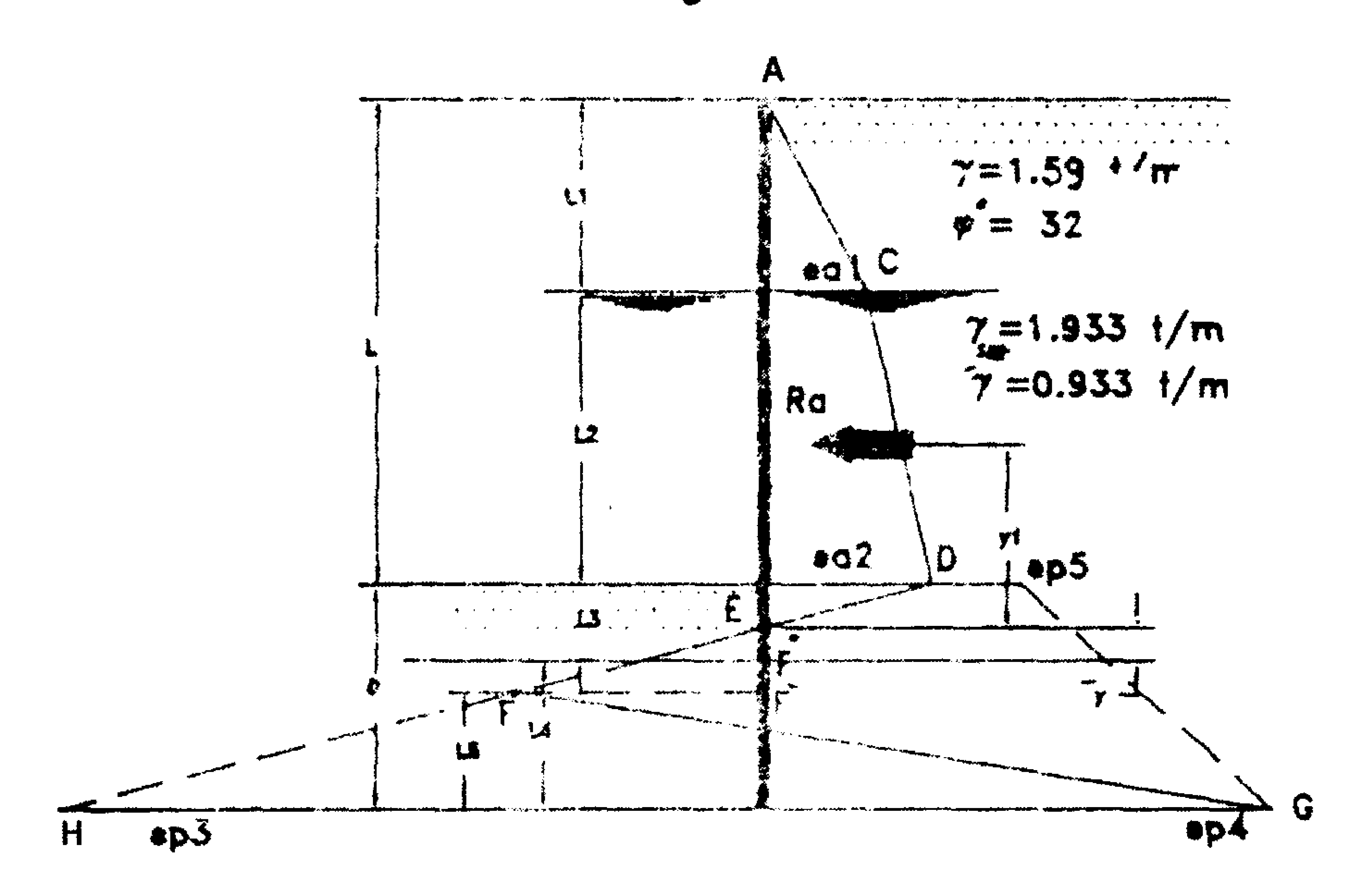
y = أقصى انبعاج للستارة نتيجة القوى الأفقية (m).

A = مساحة مقطع الستارة (m^2).

$Z =$ معامل القطاع للستارة (m^3).

ويجب ألا تزيد هذه الإجهادات عن الإجهادات المسموح بها $\sigma_{allowable}$.

مثـــال ١٤٤



Cantilever sheet pile

الشكل ٤-٨٧: خازوق حائطي لوحي ومناسيب الأرض أمامه وخلفه

بالرجوع إلى الشكل ٤-٨٧ لخازوق لوحي حائطي كابولي يخترق تربة زلطية مُعطى الآتي: $L_1 = 2.0$ m، $L_2 = 3.0$ m. وهذه التربة الزلطية لها الخواص الآتية: $\phi = 32°$، $\gamma = 1.54$ t/m^3، $\gamma_{sat.} = 1.933$ t/m. والمطلوب عمل الحسابات اللازمة لتحديد العمق النظري والعملي للاختراق، ومطلوب أيضًا تحديد الحجم الأقل للخازوق اللوحي (معامل القطاع Z) وذلك باستخدام قطاع من الحديد ذو إجهاد مسموح به $f_{all.}$ يساوي 1400 kg/cm^2.

الحــل

- حساب معامل ضغط رانكين:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 32°}{1 + \sin 32°} = 0.307$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 3.25$$

$$K_r = K_p - K_a = 2.95$$

- حساب e_{a_1} ، e_{a_2} :

$$e_{a_1} = \gamma L_1 K_a = 1.59 \times 2.0 \times 0.307 = 0.9763 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = e_{a_1} + \bar{\gamma} L_2 K_a = e_{a_1} + 0.933 \times 3.0 \times 0.307 = 1.853 \ \text{t/m}^2$$

- حساب L_3 :

$$L_3 = \frac{e_{a_2}}{\bar{\gamma} K_r} = \frac{1.853}{0.933 \times 2.95} = 0.66 \ \text{m}$$

- حساب R_a حيث R_a تساوي مساحة الشكل ACDE:

$$R_a = \frac{1}{2} e_{a_1} L_1 + e_{a_1} L_2 + \frac{1}{2}\left(e_{a_2} - e_{a_1}\right) L_2 + \frac{1}{2} e_{a_2} L_3$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.9763 \times 2.0 + 0.9763 \times 3.0 + \frac{1}{2}(1.853 - 0.9763) \times 3$$

$$= 0.9763 + 2.9289 + 1.315 + 0.61149 = 5.832 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

- حساب y_1 ، والتي تمثل مركز الضغط للمساحة ACDE، وذلك بأخذ العزوم حول E:

$$y_1 = \frac{1}{5.832}\left[0.9763\left(3 + \frac{2}{3} + 0.66\right) + 2.9289\left(\frac{3}{2} + 0.66\right)\right]$$

- حساب e_{p_2} :

$$e_p = \left(\gamma L_1 + \gamma^{\backslash} L_2\right) K_p + \gamma^{\backslash} L_3 K_r$$

$$= (1.59 \times 2 + 0.933 \times 3) \times 3.25 + 0.933 \times 0.66 \times 2.95 = 2$$

- حساب F_1 ، F_2 ، F_3 ، F_4 :

$$F_1 = \frac{e_{p_2}}{\gamma^{\backslash} K_r} = \frac{21.466}{0.933 \times 2.95} = 7.799$$

$$F_2 = \frac{8 R_a}{\gamma^{\backslash} K_r} = \frac{8 \times 5.832}{0.933 \times 2.95} = 16.95$$

$$F_3 = \frac{6 R_a \left(2 y_1 \gamma^{\backslash} K_r e_{p_2}\right)}{\left(\gamma K_r\right)^2} = \frac{6 \times 5.832 (2 \times 2.23 \times 0.933 \times 2)}{(0.933 \times 2.95)^2}$$

$$F_4 = \frac{R_a \left(6 y_1 e_{p_3} + 4 R_a\right)}{\left(\gamma^{\backslash} K_r\right)^2} = \frac{5.832 (6 \times 2.23 \times 21.248 + 4 \times 5)}{(0.933 \times 2.95)^2}$$

- وبالتعويض عن قيمة هذه المعاملات وإيجاد قيمة L_4 :

$$L_4^4+7.799L_4^3-16.95L_4^2-157.392L_4-236.828=0.0$$

وبحل المعادلة بطريقة المحاولة والخطأ نجد أن:

$$L_4=4.80 \text{ m}$$

- حساب e_{p_4} :

$$e_{p_4}=e_{p_2}+\gamma^{\backslash}L_4K_r=21.248+0.933\times4.8\times2.95=34.4593 \text{ t/m}^2$$

- حساب e_{p_3} :

$$e_{p_3}=\gamma^{\backslash}K_rL_4=0.933\times2.95\times4.8=13.211 \text{ t/m}^2$$

- استنتاج قيمة L_5 :

$$L_5=\frac{e_{p_3}L_4-2R_a}{e_{p_3}+e_{p_4}}=\frac{13.211\times4.8-2\times5.832}{13.211+34.4593}=1.0855 \text{ m}$$

- رسم مخطط توزيع الضغط:

$\therefore$ العمق النظري $=L_3+L_4=0.66+4.8=5.460 \text{ m}$

العمق العملي $=1.3(L_3+L_4)=1.3\times5.460=7.098\approx7.10 \text{ m}$

- حساب أقصى عزم $M_{\max}$:

$$M_{\max}=R_a\left(y_1+y^{\backslash}\right)-\frac{1}{2}\gamma^{\backslash}y^{\backslash2}K_r\frac{y^{\backslash}}{3}$$

$$y^{\backslash}=\sqrt{\frac{2R_a}{\gamma^{\backslash}K_r}}=\sqrt{\frac{2\times5.832}{0.933\times2.95}}=2.058 \text{ m}$$

$$\therefore\quad M_{\max}=5.832(2.23+2.058)-\frac{1}{2}\times0.933\times2.95\times\frac{2.058}{3}$$

$$=25.0076-3.9984=21.01 \text{ t.m}$$

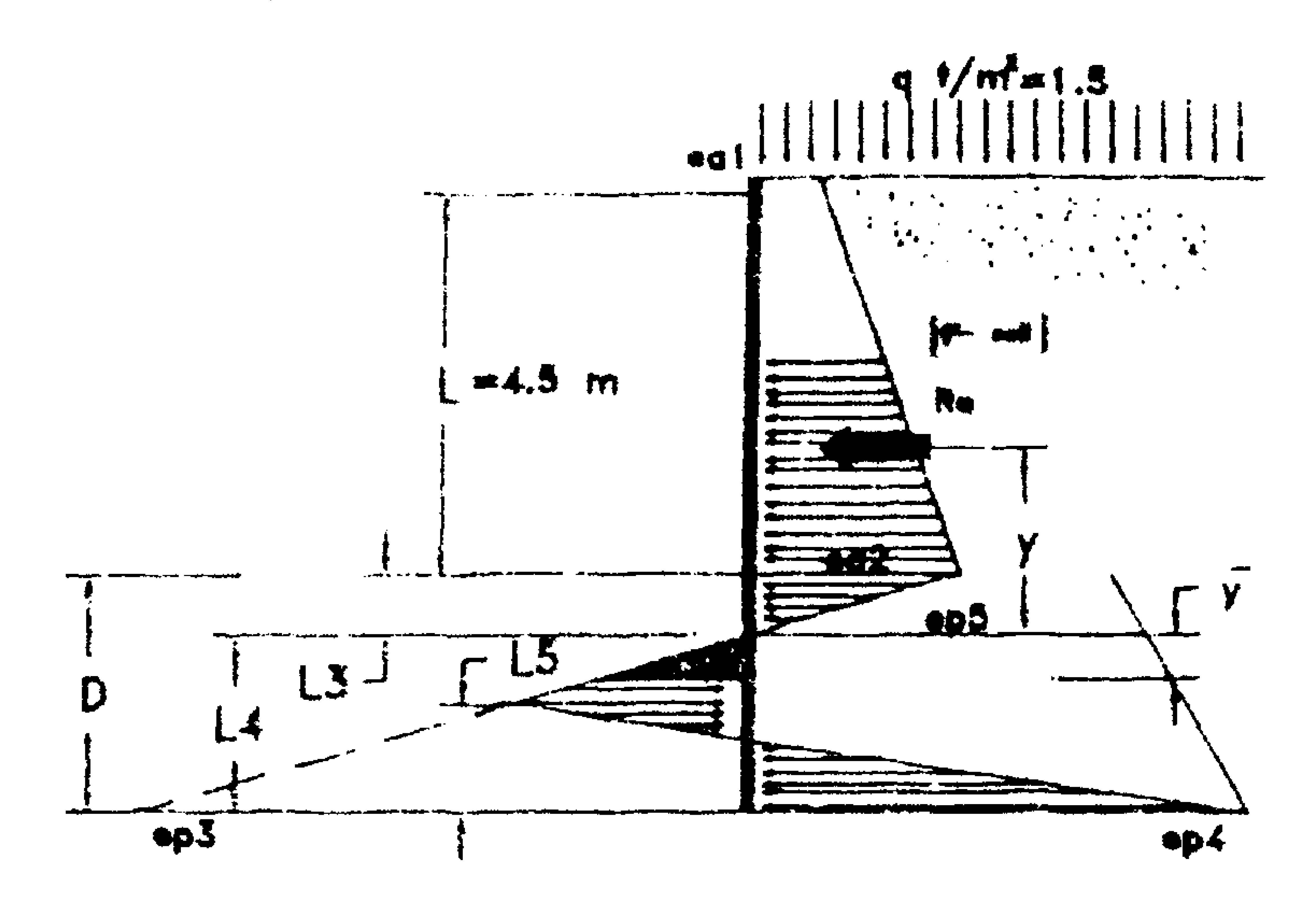
- حساب معامل القطاع Z للخازوق اللوحي ذو إجهاد مسموح به $f_{\text{all.}}$ يساوي 1400 kg/cm^2 :

$$Z=\frac{M_{\max.}}{f_{\text{all.}}}=\frac{21.01\times10^5}{1400}=1500.71 \text{ cm}^3/\text{m}^{\backslash}$$

من الجدول ٥-١ نختار قطاع PZ27 له معامل قطاع يساوي $1620 \text{ cm}^3/\text{m}^{\backslash}$.

مثـــال ٤ـ١٥

احسب عمق الغرز للخازوق اللوحي الموضح بالشكل ٤-٨٧، مع الأخذ في الاعتبار أن معامل الآمان q للتربة المتماسكة يساوي 1.50 للتماسك وقيمة K_p (للتصميم).



الشكل ٤-٨٨: توزيع الضغوط على الخازوق اللوحي الحائطي

الحـــل

$$K_a = \frac{1}{3} \qquad \therefore K_p(\text{design}) = 3.0, \qquad K_p(\text{design}) = \frac{3.0}{1.5} = 2.0$$

$$\therefore \quad K_r = K_p - K_a = 2.0 - \frac{1}{3} = 1.67$$

♦ حساب e_{a_1} ، e_{a_2}:

$$e_{a_1} = qK_a = 1.5 \times \frac{1}{3} = 0.5 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_2} = e_{a_1} + \gamma L K_a = \quad + \quad \times \quad \times \quad = \quad \text{t/m}^2$$

♦ حساب L_3:

$$L_3 = \frac{e_{a_2}}{\gamma K_r} = \frac{3.125}{1.75 \times 1.67} = 1.0710 \text{ m}$$

♦ حساب R_a:

$$R_a = \left(\frac{0.5 + 3.125}{2}\right) \times 4.5 + \frac{1}{2} \times 3.125 \times 1.071 = 8.156 + 1$$

- حساب y_1 وذلك بأخذ العزوم حول النقطة E:

$$\therefore \quad 9.83\,y_1 = 2.25(2.25+1.07)+5.91\left(1.07+\frac{4.5}{3}\right)+1$$

$$\therefore \quad y_1 = 2.430 \text{ m}$$

- حساب e_{p_2}:

$$e_{p_2} = (q+\gamma L)K_p + \gamma L_3 K_r$$

$$= (1.5+1.75\times 4.5)\times 2 + 1.75\times 1.071\times 1.67 = 21.88 \text{ t/m}^2$$

- إيجاد المعاملات الثابتة:

$$F_1^{\backslash} = \frac{e_{p_2}}{\gamma K_r} = \frac{21.88}{1.75\times 1.67} = 7.495$$

$$F_2^{\backslash} = \frac{8R_a}{\gamma K_r} = \frac{8\times 9.83}{1.75\times 1.67} = 26.962$$

$$F_3^{\backslash} = \frac{6R_a\left(2y_1\gamma K_r + e_{p_5}\right)}{\left(\gamma K_r\right)^2}$$

$$= \frac{6\times 9.83(2\times 2.43\times 1.75\times 1.67+21.88)}{(1.75\times 1.67)^2} = 249.831$$

$$F_4^{\backslash} = \frac{R_a\left(6y_1 e_{p_5} + 4R_a\right)}{\left(\gamma K_r\right)^2}$$

$$= \frac{9.83(6\times 2.43\times 21.88+4\times 9.83)}{(1.75\times 1.67)^2} = 413.718$$

وبالتعويض عن هذه المعاملات نحصل على المعادلة التالية:

$$L_4^4 + 7.495L_4^3 - 26.962L_4^2 - 249.331L_4 - 413.718 = 0.0$$

وعن طريق المحاولة والخطأ يمكن أن نختار:

$$L_4 = 5.95 \approx 6.0 \text{ m}$$

$$e_{p_4} = e_{p_2} + \gamma L_4 K_r = 21.88+1.75\times 6.0\times 1.67 = 39.38 \text{ t/m}^2$$

$$e_{p_3} = \gamma K_r L_4 = 1.75\times 1.67\times 6.0 = 17.5 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \quad L_5 = \frac{e_{p_3}L_4 - 2R_a}{e_{p_3}+e_{p_4}} = \frac{17.5\times 6.0 - 2.0\times 9.83}{17.5+39.38} = 1.50 \text{ m}$$

$$D_{th.} = L_3 + L_4 = 1.071 + 6.0 = 7.0710 \text{ m}$$

$$D_{act.} = 1.3 D_{th.} = 1.3 \times 7.071 = 9.20 \text{ m}$$

- حساب أقصى عزم: أقصى عزم يكون عند نقطة صفر القص

$$\therefore \quad y^{\backslash} = \sqrt{\frac{2R_a}{\gamma K_r}} = \sqrt{\frac{2 \times 9.83}{1.75 \times 1.67}} = 2.60 \text{ m}$$

$$\therefore \quad M_{max.} = R\left(y_1 + y^{\backslash}\right) - \frac{1}{2}\gamma y^{\backslash 2} K_r \frac{y^{\backslash}}{3}$$

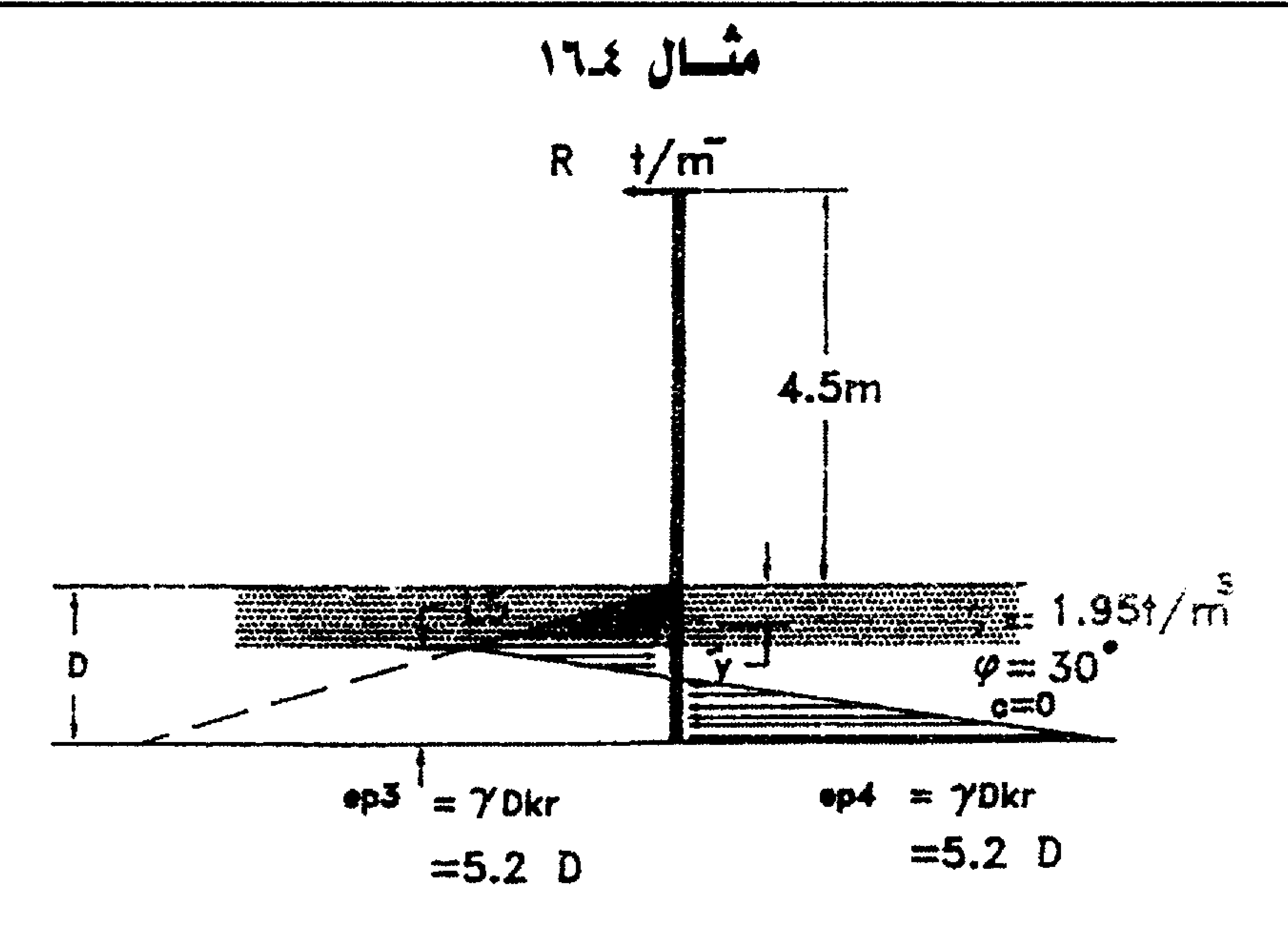
$$= 9.83(2.43 + 2.6) - \frac{1}{2}\left(1.75 \times \overline{2.6}^2 \times 1.67 \times \frac{2.6}{3}\right)$$

$$= 49.445 - 8.546 = 40.899 \text{ m.t}$$

$$\therefore \quad Z = \frac{M_m}{f_{all.}} = \frac{40.899 \times 10^5}{1400} = 2921.3 \text{ cm}^3/\text{m}^{\backslash}$$

من الجدول ٥-١ نختار PZ38.

مثـــال ٤ـ١٦



الشكل ٤-٨٩: توزيع ضغوط التربة أمام وخلف الخازوق الحائطي

هذا المثال يوضح عملية اختراق في تربة رملية لها $\phi = 30°$ ، ووحـدة وزن $= 1.95 \text{ t/m}^3$. إن الخازوق الحائطي اللوحي يتوفر إلى حمل حي منتظم $2.0 \text{ t/m}^{\backslash}$ عن قمـة الخـازوق. والمطلـوب حساب الآتي:

١. العمق النظري للاختراق $D_{th.}$.

٢. أقصى عزم انحناء.

٣. معامل القطاع Z إذا كان الإجهاد المسموح به $f_{all.}$ يساوي $1400\ kg/cm^2$.

الحـل

♦ معاملات ضغط التربة:

$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1}{3}, \qquad K_p = 3, \qquad K_r = K_p - K_a = 2.67$$

حيث

$$D^4 - \left(\frac{8R}{\gamma K_r}\right)D^2 - \left(\frac{12RL}{\gamma K_r}\right)D - \left(\frac{2R}{\gamma K_r}\right) = 0.0$$

$$\frac{8R}{\gamma K_r} = \frac{8.0\times 2.0}{1.95\times 2.67} = 3.076$$

$$\frac{12RL}{\gamma K_r} = \frac{12\times 2.0\times 4.5}{1.95\times 2.67} = 20.767$$

$$\frac{2R}{\gamma K_r} = \frac{2.0\times 2.0}{1.95\times 2.67} = 0.769$$

$$\therefore \quad D^4 - 3.076D^2 - 20.767D - 0.769^2 = 0.0$$

$$\therefore \quad D = 3.0\ m$$

$$\therefore \quad y^{\backslash} = \sqrt{\frac{2R}{\gamma K_r}} = \sqrt{\frac{2.0\times 2.0}{1.95\times 2.67}} = 0.770\ m$$

$$M_{max.} = R\left(y^{\backslash} + L\right) - \frac{\gamma y^{\backslash 3} K_r}{6}$$

$$= 2(0.77 + 4.5) - \frac{1.95\times 0.77^{\backslash 3}\times 2.67}{6}$$

$$= 10.59 - 0.396 = 10.144\ m.t$$

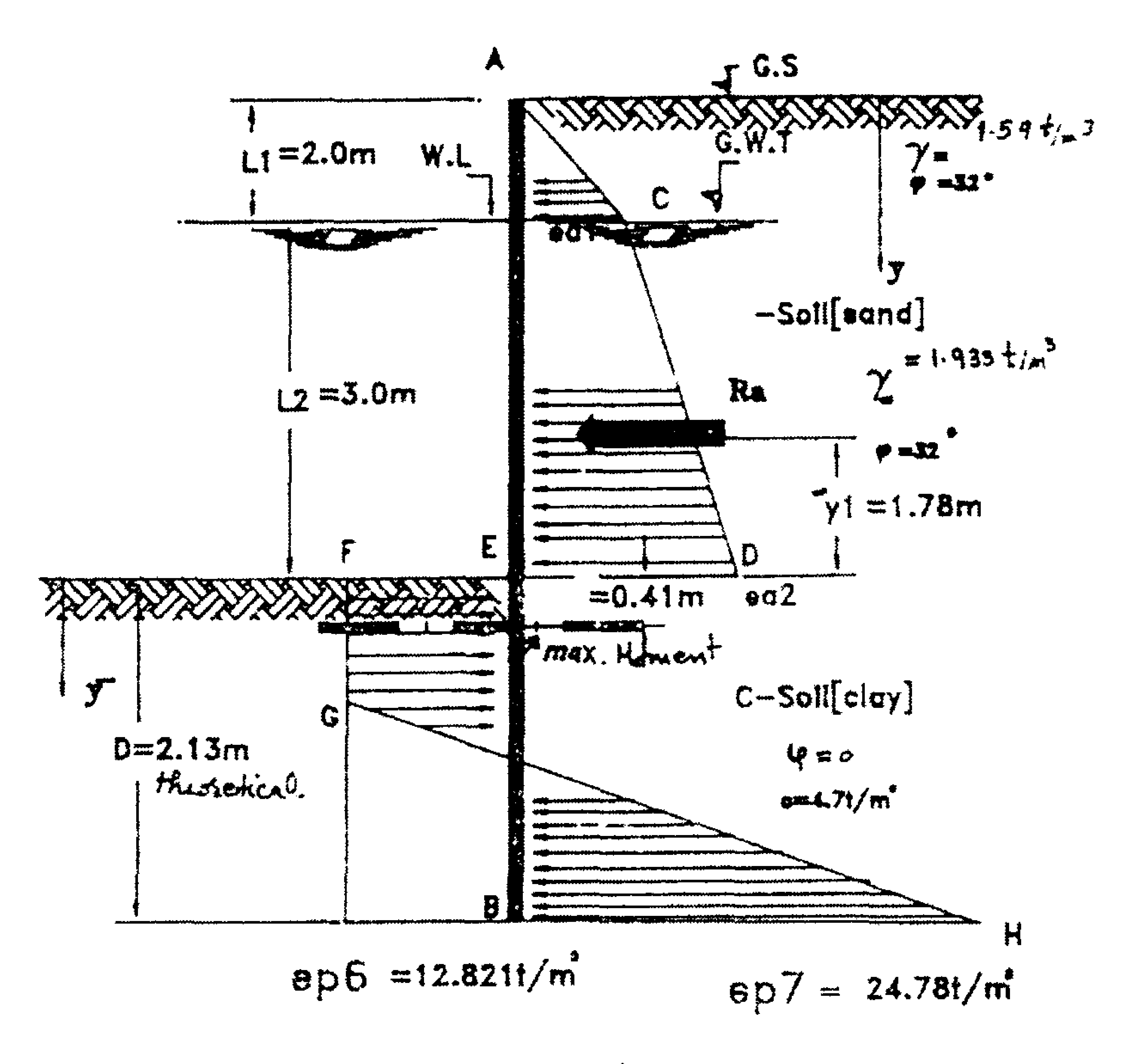
♦ معامل القطاع Z section modulus قيمته كالتالي:

$$Z = \frac{M_{max}}{f_{all}} = \frac{10.144\times 10^5}{1400} = 724.6\ cm^3/m^{\backslash}$$

من الجدول ٥-١ نختار قطاع مناسب.

مثال ٤ـ١٧

بالرجوع إلى المثال ٤-١٤ نفترض أن الخواص لتربة الردم خلف الحائط هي نفسها في المثال ٤-١٤. وعلى كل الأحوال، فإن التربة أسفل خط الانجراف تكون طين. إن القيمة لمقاومة القص لحالة تربة طينية ليست متضاغطة وبدون صرف لهذه الحالة تكون $4.7\ \mathrm{t/m^2}$.



الشكل ٤-٩٠: ضغوط التربة أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

الحل

عند $\phi = 32°$ فإن $K_a = 0.307$

$$e_{a_1} = \gamma L_1 K_a = 1.59 \times 2.0 \times 0.307 = 0.9763\ \mathrm{t/m^2}$$

$$e_{a_2} = 1.853\ \mathrm{t/m^2}$$

- حساب R_2:

$$R_2 = \frac{1}{2} e_{a_1} L_1 + e_{a_1} L_2 + \frac{1}{2}\left(e_{a_2} + e_{a_1}\right) L_2$$

$$= 0.9736 + 2.9289 + 1.3151 = 5.22\ \mathrm{t/m}^{\backslash}$$

- حساب $y_1^\prime$:

$$\frac{1}{5.22}\left[0.9763\left(3+\frac{2}{3}\right)+2.9289\left(\frac{3}{2}\right)+1.3151\left(\frac{3}{3}\right)\right]=1.7$$

- حساب D :

$$D^2\left[4C-\left(\gamma L_1+\gamma^\prime L_2\right)-2DR_2-\frac{R_a\left(R_a+12C\,y_1^\prime\right)}{\left(\gamma L_1+\gamma^\prime L_2\right)+2C}\right]=0.0$$

$$D^2[4\times4.7-(1.59\times2.0+0.933\times3.0)]-2\times D\times5.22$$

$$-\frac{5.22(5.22+17\times4.7\times1.78)}{(2\times1.59+0.933\times3)+2\times4.7}=0.0$$

$$12.64D^2-10.44D-35.847=0.0$$

$$\therefore\quad D=2.13\text{ m}$$

- حساب L_4 :

$$L_4=\frac{D\left[4C-\left(\gamma L_1+\gamma^\prime L_2\right)\right]-R_a}{4C}$$

$$4C-\left(\gamma L_1+\gamma^\prime L_2\right)=4\times4.7-(1.59\times2+0.933\times3)=12.821$$

$$\therefore\quad L_4=\frac{2.13\times12.821-5.22}{4\times4.7}=1.175\text{ m}$$

$$e_{p_6}=4C-\left(\gamma L_1+\gamma^\prime L_2\right)=12.821\ \text{t/m}^2$$

$$e_{p_7}=4C+\left(\gamma L_1+\gamma^\prime L_2\right)=24.779\ \text{t/m}^2$$

$$D_{\text{act.}}=1.5D_{\text{th.}}=1.5\times2.13=3.2\text{ m}$$

- حساب أقصى عزم $M_{\text{max.}}$:

$$y^\prime=\frac{R_a}{e_{p_6}}=\frac{5.22}{12.821}=0.407=0.41\text{ m}$$

$$M_{\text{max.}}=R_a\left(y^\prime+y_1^\prime\right)-\frac{e_{p_6}\,y^{\prime 2}}{2}$$

$$=5.22(0.41+1.78)-\frac{12.841\times0.41^{\prime 2}}{2}$$

$$=11.432-1.0776=10.354\text{ m.t}$$

باستخدام

$$f_{\text{all.}} = 1800\ \text{kg/cm}^2$$

$$\therefore \quad Z = \frac{M_{\text{max.}}}{f_{\text{all.}}} = \frac{10.354 \times 10^5}{1800} = 575.2\ \text{cm}^3/\text{m}$$

من الجدول ٥-١ نختار قطاع مناسب PDA27.

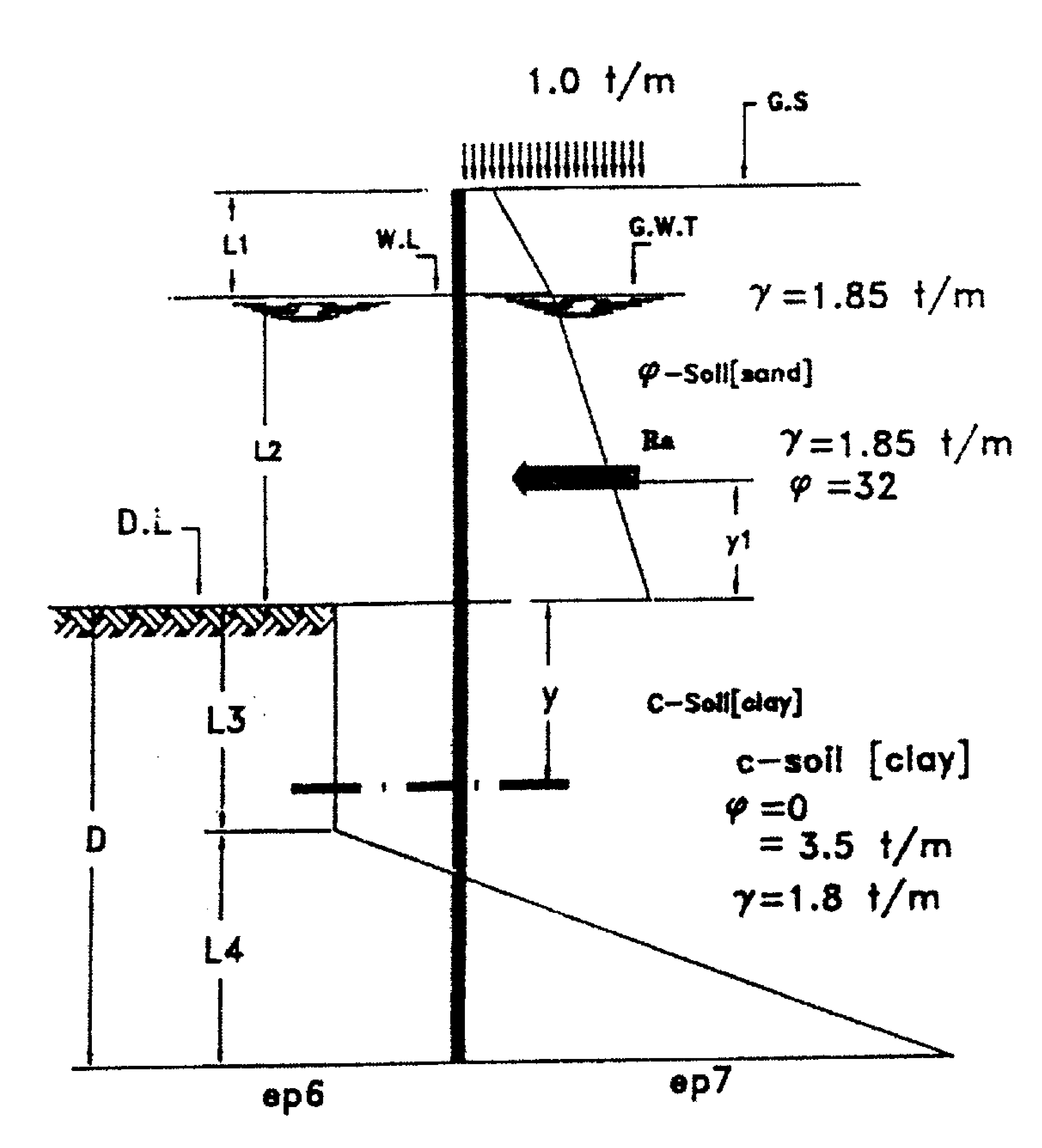
مثـال ٤ـ١٨

خازوق حائطي لوحي رأسي موضح في الشكل ٤-٩١. إن خواص التربة أمام وخلف الحائط موضحة بالشكل ٤-٩١. مطلوب تحديد عمق الاختراق وتصميم الخازوق اللوحي الحائطي مع العلم بأن:

$$C_s = \frac{C}{F \cdot S}$$

حيث

$$F \cdot S = 1.5$$



الشكل ٤-٩١: مناسيب وأنواع طبقات التربة أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

الحـــل

♦ حساب C_a :

$$C_{\text{design}} = \frac{C}{FS} = \frac{3.5}{1.5} = 2.33 \ \text{t/m}^2$$

عند $\phi = 32°$ فإن

$$K_a = 0.3072$$

$$\therefore \quad e_o = qK_a = 1.0 \times 0.3072 = 0.3072 \ \text{t/m}^2$$

$$e_{a_1} = e_o + \gamma L_1 K_a$$

$$= 0.307 + 1.85 \times 1.0 \times 0.307 = 0.307 + 0.5$$

$$e_{a_2} = e_{a_1} + (\gamma_{\text{sat.}} - \gamma_w) L_2 K_2$$

$$= 0.875 + 0.85 \times 4.0 \times 0.307$$

$$= 0.875 + 1.0438 = 1.92 \ \text{t/m}^2$$

♦ حساب R_2 :

$$R_a = 0.307 \times 1 + \frac{1}{2} \times 0.568 \times 1 + 0.875 \times 4 + \frac{1}{2} \times 1.0438 \times 4$$

$$= 0.307 + 0.284 + 3.5 + 2.0876 = 6.181 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

♦ حساب $y_1^{\backslash}$:

$$\frac{1}{6.181}\left[0.307\left(4+\frac{1}{2}\right) + 0.284\left(4+\frac{1}{3}\right) + 3.5\left(\frac{4}{2}\right) + 2.0876\right]$$

$$= \frac{1}{6.181}(1.3815 + 1.23 + 7 + 2.7834) = 2.005 = 2.0 \ \text{m}$$

♦ حساب D :

$$D^2\left[4C - \left(q + \gamma L_1 + \gamma^{\backslash} L_2\right)\right] - 2DR_a - \frac{R_a\left(R_a + 12C\, y_1^{\backslash}\right)}{\left(q + \gamma L_1 + \gamma^{\backslash} L_2\right) + 2C} = 0.0$$

$$D^2[4 \times 2.33 - (1.0 + 1.85 + 0.85 \times 4)] - 2D \times 6.181$$

$$- \frac{6.181[6.181 + 12 \times 2.33 \times 2.0]}{(1 + 1.85 + 0.85 \times 4) + 2 \times 2.33} = 0.0$$

$$3.07D^2 - 12.36D - 35.2 = 0.0$$

$$D^2 - 4.012D - 11.42 = 0.0$$

$$\therefore \quad D = 6.0 \ \text{m}$$

- حساب L_4 :

$$L_4=\frac{D\left[4C-\left(q+\gamma L_1+\gamma^{\backslash} L_2\right)\right]-R_a}{4C}$$

$$=\frac{6.0[4\times 2.33-(1.0+1.85\times 1+0.85\times 4)]-6.181}{4\times 2.33}$$

$$=1.32 \text{ m}$$

- حساب e_{p_6} ، e_{p_7} (ضغط التربة المقاوم عند القاع):

$$e_{p_6}=4C-\left(q+\gamma L_1+\gamma^{\backslash} L_2\right)$$

$$=4\times 2.33-(1+1.85+0.85\times 4)$$

$$=3.07 \text{ t/m}^2$$

$$e_{p_7}=4C+\left(q+\gamma L_1+\gamma^{\backslash} L_2\right)=15.57 \text{ t/m}^2$$

$$D_{\text{act.}}=1.5D_{\text{th.}}=1.5\times 6.0=9.0 \text{ m}$$

- حساب $M_{\max.}$:

$$\because \quad y^{\backslash}=\frac{R_a}{e_{p_6}}=\frac{6.181}{3.07}=2.01 \text{ m},$$

$$\because \quad M_{\max.}=R_a\left(y^{\backslash}+y_1^{\backslash}\right)-\frac{e_{p_6}\, y^{\backslash 2}}{2}$$

$$\therefore \quad M_{\max.}=6.181(2.01+2.0)-\frac{3.07(2.01)^2}{2}$$

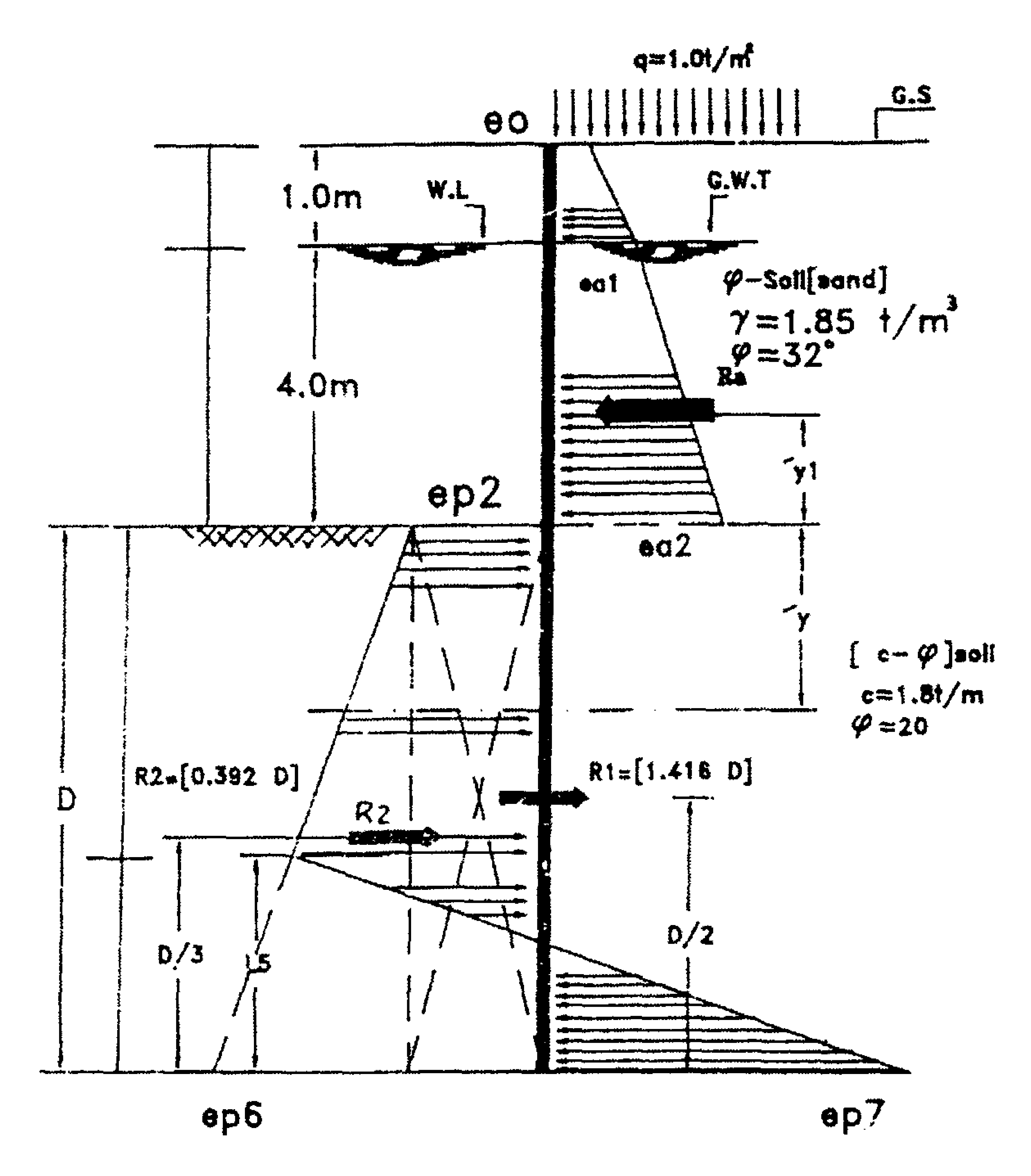
$$=24.79-6.21=18.576$$

$$Z=\frac{M_{\max.}}{f_{\text{all.}}}=\frac{18.576\times 10^5}{1400}=1326.40 \text{ cm}^3/\text{m}^{\backslash}$$

من الجدول ٥-١ نختار القطاع المناسب (أو من الجدول ٥-٢).

مثال ٤-١٩

في الشكل ٤-٩٢ موضح خازوق حائطي لوحي رأسي بالخواص الموضحة لأنواع التربة أمامه وخلفه. المطلوب تحديد العمق المناسب وتصميم الخازوق الحائطي اللوحي باستخدام معامل آمان لعامل رانكن المقاوم وقوة التماسك = 1.5 أثناء التصميم. والمطلوب حساب المعاملات المستخدمة في التصميم.



الشكل ٤-٩٢: مناسيب وأنواع طبقات التربة أمام وخلف الخازوق الحائطي اللوحي

الحـــل

$$K_a, \quad K_p, \quad C_{\text{design}}$$

بالنسبة لتربة $\phi-$soil فإن: $K_a = 0.307$

بالنسبة لتربة $C-\phi$ soil فإن:

$$K_a^{\backslash} = \frac{1-sin\phi}{1+sin\phi} = \frac{1-sin20°}{1+sin20°} = 0.4$$

$$K_{p_{\text{act.}}} = 2.0 - K_{p_{\text{design}}} = \frac{2}{1.5} = 1.36$$

$$C_{\text{design}} = \frac{C_{\text{act.}}}{FS} = \frac{1.8}{1.5} = 1.20 \text{ t/m}^2$$

احسب R_a ونقطة تأثيرها على الخازوق الحائطي. وعلى سبيل المثال:

$$R_a = 6.181 \text{ t/m}^{\backslash}, \quad y_1^{\backslash} = 2.0 \text{ m}$$

- حساب e_0 ، e_{a_1} ، e_{a_2} :

$$e_o = qK_a = 1 \times 0.307 = 0.307 \text{ t/m}$$

$$e_{a_1} = (q + \gamma L_1)K_a = (1 + 1.85 \times 1.0) \times 0.3072 = 0.876$$

$$e_{a_2} = \left(q + \gamma L_1 + \gamma^{\backslash} L_2\right)K_a$$
$$= (1 + 1.85 \times 1 + 0.85 \times 4) \times 0.30 = 6.25 \times 0.3072$$
$$= 1.92 \text{ t/m}^2$$

- حساب e_{p_2} (يسار خط الانجراف):

$$e_{p_2} = 2C\sqrt{K_a} + 2C\sqrt{K_p} - \left(q + \gamma L_1 + \gamma^{\backslash} L_2\right)K_a^{\backslash}$$
$$= 2 \times 1.2\sqrt{0.49} + 2 \times 1.2\sqrt{1.36} - (1 + 1.85 \times 1 + 0.85 \times 4) \times 0.49$$
$$= 4.479 - 3.063 = 1.416$$

- حساب e_{p_7} ، e_{p_6} :

$$e_{p_7} = \left(2C\sqrt{K_a} + 2C\sqrt{K_p}\right) + \left(q + \gamma L_1 + \gamma^{\backslash} L_2\right)K_p + \gamma^{\backslash} K_r D$$
$$= \left(2 \times 1.2\sqrt{0.49} + 2 \times 1.2\sqrt{1.36}\right) + (1 + 1.85 + 0.85 \times 4) \times 1.36$$
$$= 12.979 + 0.783D \text{ t/m}^2$$

$$e_{p_6} = e_{p_2} \text{ lef} + \gamma^{\backslash} K_r D = 1.416 + 0.783D$$

للاتزان انظر المثال ٤-١٨.

$$\text{القوى الأفقية } \square = 0.0$$

القوى من اليسار لليمين:

$$R_1 = 1.416D \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$R_2 = 0.783D \times \frac{D}{2} = 0.392D^2 \text{ t/m}^{\backslash}$$

القوى من اليمين لليسار:

$$R_3 = \frac{14.395 + 1.566D}{2} \times L_a = (7.1975 + 0.783D)L_a \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$R_a = 6.181 \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$\therefore \quad R_a + R_3 = R_1 + R_2$$

$$6.181 + (7.1975 + 0.783D)L_a = 0.392D^2 + 1.41$$

$$\therefore \quad L_a = \frac{0.392D^2 + 1.416D - 6.181}{7.1975 + 0.783D}$$

$$\sum M_B = 0.0$$

بأخذ العزوم حول النقطة B:

$$R_a\left(y_1^{\backslash} + D\right) - R_1\left(\frac{P}{2}\right) - R_2\frac{D}{3} + R_3\frac{L_s}{3} = 0.0$$

وبالتعويض عن قيمة L_s في المعادلة السابقة، ثم حل المعادلة نحصل على:

$$D = 6.50 \text{ m}$$

- حساب $M_{max.}$ عند النقطة $y^{\backslash}$ من خط الانجراف:
- حساب قيمة $y^{\backslash}$:

0.0= القوى الأفقية عن النقطة $y^{\backslash}$ من خط الانجراف □

$$0.3195\, y^{\backslash 2} + 1.416\, y^{\backslash} - 6.181 = 0.0$$

$$\therefore \quad y^{\backslash} = 2.50 \text{ m}$$

$$M_{max.} = 6.181(2 + 2.5) - 1.416\left(\frac{2.5}{2}\right)^2 - \frac{0.783(2.5)^3}{6} = 2$$

$$Z = \frac{M_{max.}}{f_{all.}} = \frac{1.37 \times 10^5}{1400} = 1526.43 \text{ cm}^3/\text{m}^{\backslash}$$

من الجدول ٥-١ نختار القطاع المناسب (أو من الجدول ٥-٢).

مثـــال ٤ـ٢٠

بالرجوع إلى الشكل ٤-١٩، حيث:

$$R = 2.0 \text{ t/m}^{\backslash}, \qquad L = 4.0 \text{ m}, \qquad C = 1.0 \text{ t/m}^2$$

المطلوب تصميم الخازوق الحائطي اللوحي وحساب العمق الحقيقي المطلوب لاختراق في التربة الطينية باستخدام $f_{s_{all.}} = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

الحـــل

- عمق الاختراق D:

$$4D^2C - 2RD - \frac{R(R + 12CL)}{2C} = 0.0$$

$$4D^2\times1.0-2\times2.0D-\frac{2(2+12\times1.0\times4.0)}{2\times1}=0.0$$

$$4D^2-4D-50=0.0$$

$$D^2-D-12.5=0.0$$

$$\therefore\quad D=4.0\text{ m}$$

♦ حساب $M_{\max.}$:

$$M_{\max.}=R\left(L+y^{\backslash}\right)-\frac{4C}{2}y^{\backslash 2}$$

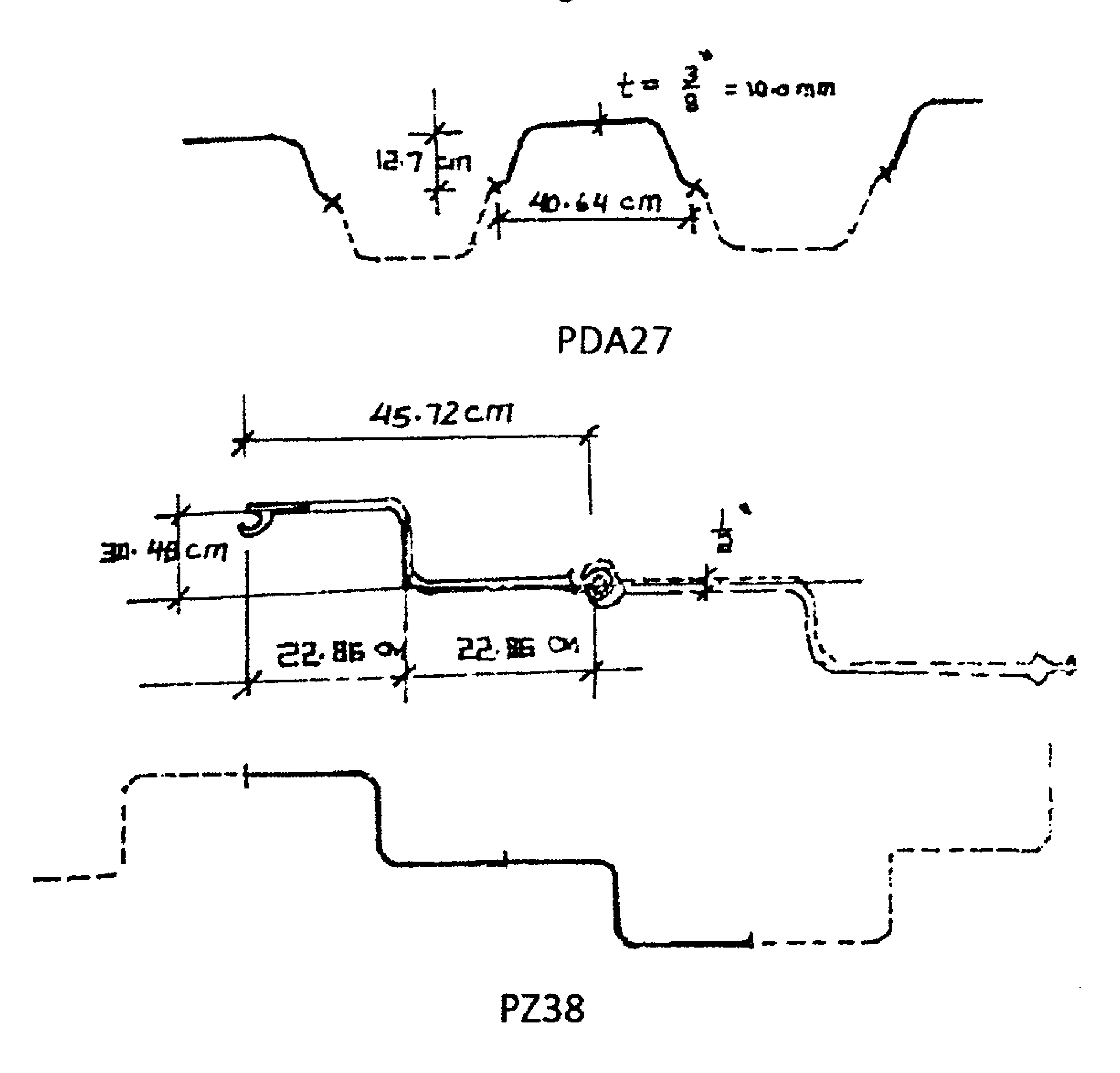
حيث

$$y^{\backslash}=\frac{R}{4C}=\frac{2}{4\times1}=0.5\text{ m}$$

$$\therefore\quad M_{\max.}=2(4+0.5)-\frac{4\times1\times0.5^2}{2}=8.50\text{ m.t}$$

$$Z=\frac{M_{\max.}}{f_{\text{all.}}}=\frac{8.5\times10^5}{1400}=607.14\text{ cm}^3/\text{m}^{\backslash}$$

مثـــال ٤ـ٢١



الشكل ٤-٩٣: نوع نموذجي من الخوازيق الحائطية اللوحية من معدن الحديد

بالرجوع إلى المثال ٤-١٤ ومحاولة حل هذا المثال لتحقيق حالة طريقة ركيزة ترابية حـرة أسـفل الخازوق الحائطي لتحديد القيم التالية:

١. العمق النظري والعملي للاختراق.

٢. قوة الربط لوحدة الطول للحائط.

٣. قيمة $M_{\text{max.}}$ والتعليق على النتيجة.

الحــل

ملاحظة

إن قضيب الربط يقع على عمق 1.0 m أسفل قمة الحائط. وبالرجوع إلى الشكل ٤-١٤ لطبيعة التغيير في مخطط ضغط التربة العرضي.

من المثال ٤-١٤:

$$e_{a_1}=0.9763\ \text{t/m}^2,\qquad e_{a_2}=1.853\ \text{t/m}^2$$

$$L_3=0.66\ \text{m},\qquad R_2=5.832\ \text{t/m}^{\backslash},\qquad y^{\backslash}=2.23\ \text{m}$$

♦ حساب عمق الاختراق:

$$L_4^3+\frac{3}{2}L_4^2\left(I_1+L_a+L_3\right)-\frac{3R_a\left(L_1+L_2+L_3\right)-\left(y^{\backslash}+I_1\right)}{\gamma^{\backslash}K_r}=0.0$$

حيث

$$I_1=1.0\ \text{m},\qquad I_2=1.0\ \text{m},\qquad K_a=0.307,\qquad K_p=3.25$$

حساب L ممكن كالآتي:

$$L_4^3+6.99L_4^3-15.484=0.0$$

وبحل المعادلة السابقة بطريقة المحاولة والخطأ نحصل على:

$$L_4=1.40\ \text{m}$$

$$\therefore\quad D_{\text{th.}}=L_3+L_4=0.66+1.40=2.060\ \text{m},$$

$$D_{\text{act.}}=1.4D_{\text{th.}}=1.4\times2.06=2.90\ \text{m}$$

♦ حساب قوة الربط T:

$$T=R_a-\frac{1}{2}\left(\gamma^{\backslash}K_r\right)L_4^2=5.832-\frac{1}{2}(0.933\times2.95)(1.4)^2=3\ \text{t/m}^{\backslash}$$

♦ حساب $M_{max.}$: نحسب نقطة القص صفر:

$$\frac{1}{2}e_{a_1}L_1 - T + e_{a_1}(y-L_1) + \frac{1}{2}K_a\gamma^{\backslash}(y-L_1)^2 = 0.0$$

$$\frac{1}{2}\times 0.9763\times 2.0 - 3.13 + 0.9763(y-2) + \frac{1}{2}\times 0.307\times 0.933 = 0.0$$

نفترض أن

$$y-2=x$$

$$0.4763 - 3.13 - 0.9763x + 0.143x^2 = 0.0$$

$$x^2 + 6.83x - 15.06 = 0.0$$

$$\therefore \quad x = 1.72 \text{ m}$$

أو

$$y = x+2 = 1.72+2 = 3.72 \text{ m}$$

$$L_1 + L_2 < y < L_1$$

وبأخذ العزوم حول نقطة القص صفر فإن:

$$M_{max.} = -(0.9763\times 2.39) + 3.13\times 2.72 - \frac{0.9763\times 1.72^2}{2} - 0.243$$

$$= -2.33 + 8.5136 - 1.444 - 0.243 = 4.496 \text{ m.t}$$

$$Z = \frac{M_{max.}}{f_{all.}} = \frac{4.496\times 10^5}{1400}$$

♦ التعليق على النتيجة: بالمقارنة بين عمق الاختراق للخازوق الحائطي وأقصى عزم في المثال ٤-١٤ يكون أكبر من أقصى عزم في هذا المثال. وهذا الفرق في العزم وعمق الاختراق يعني الاختلاف في تكلفة المال اللازم. أي أن التربيط السفلي anchors يقلل من عمق الاختراق المطلوب، وأيضًا يخفض من مساحة المقطع العرضي ووزن الخازوق الحائطي المطلوب للتنفيذ.

مثال ٤-٢٢

انظر الشكل ٤-٩٤ ثم اوجد الآتي:

١. عمق الغرز النظري.

٢. قوة شداد التربيط T $(\text{t/m}^{\backslash})$.

الحل

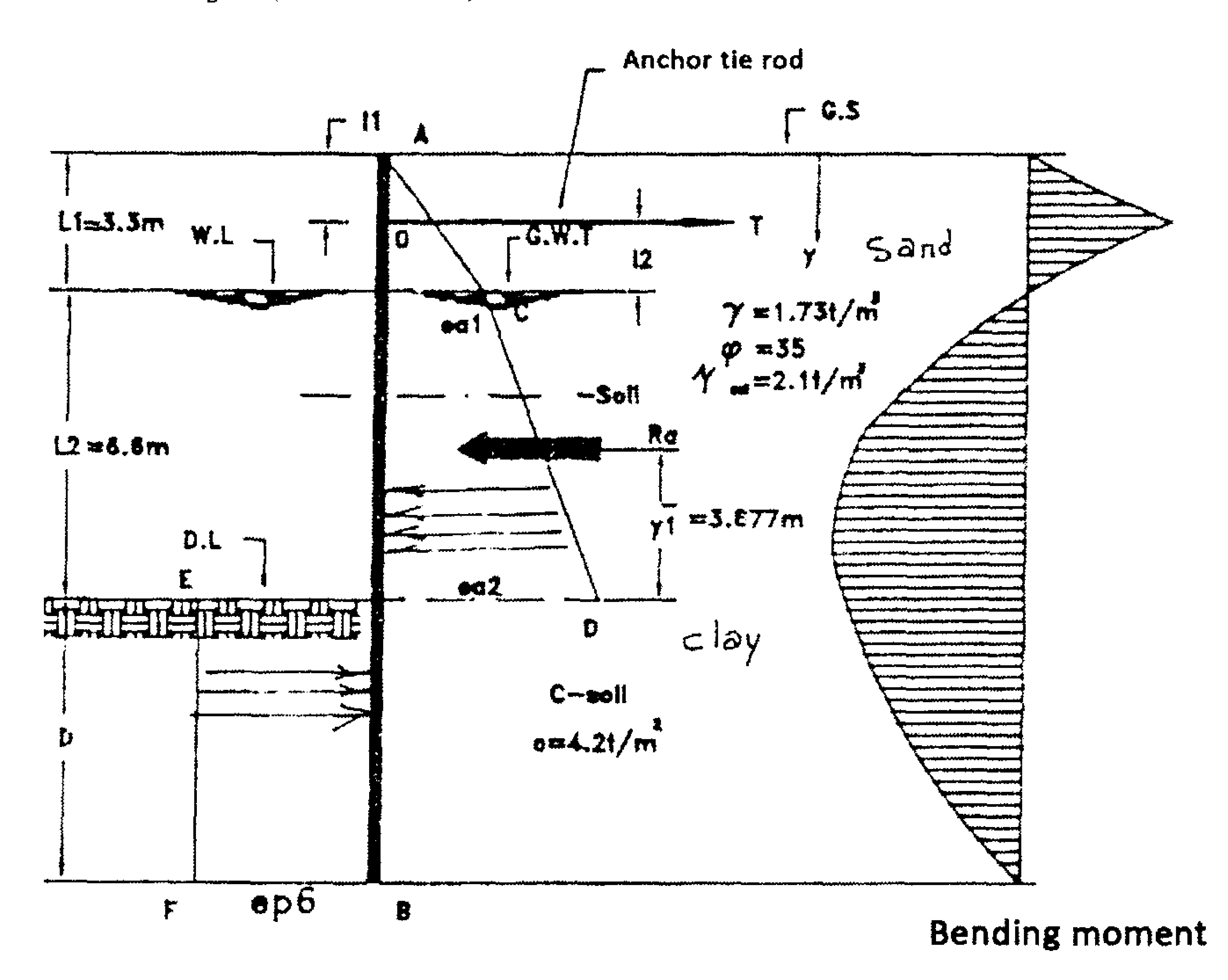
♦ حساب K_a ، e_{a_1} ، e_{a_2} : عند $\phi = 35°$ فإن:

$$K_a = tan^2\left(45-\frac{4}{2}\right)=0.271$$

$$K_p = tan^2\left(45+\frac{4}{2}\right)=3.69$$

$$e_{a_1}=\gamma L_1 K_a = 1.73\times3.3\times0.271=1.54$$

$$e_{a_2}=\left(\gamma L_1+\gamma^{\backslash} L_2\right)K_a=(1.73\times3.3+6.6\times0.73)\times0.271$$



Anchored sheet pile wall in clay

الشكل ٤-٩٤: خازوق حائطي لوحي مربوط في تربة طينية

- حساب R_a:

$$R_a = \text{مساحة (1) + مساحة (2)} = \frac{1.54}{2}\times3.3+1.54\times6.6+\frac{1}{2}\times1.31\times6.6$$

$$=2.541+10.164+4.323=17.028 \ t/m^{\backslash}$$

- حساب $y_1^{\backslash}$:

$$y_1^{\backslash}=\frac{1}{17.028}\left[2.541\left(6.6+\frac{3.3}{3}\right)+10.164\times3.3+4.323\right]$$

♦ حساب العمق D :

$$e_{p_5} D^2 + 2e_{p_5} D(L_1 + L_2 - I_1) - 2R_a(L_1 + L_2 - I_1 - y_1^\backslash) = 0.0$$

$$e_{p_5} = 4C - (\gamma L_1 + \gamma^\backslash L_2) = 4\times4.2 - (1.73\times3.3 + 1.1\times6)$$

$$= 16.8 - 12.969 = 3.831 \ \text{t/m}^2$$

$$3.631D^2 + 2\times3.831\times D(3.3 + 6.6 - 1.6) - 2\times17.028 = 0.0$$

$$3.831D^2 + 63.6D - 151.21 = 0.0$$

$$\therefore \quad D = 2.150 \text{ m}$$

♦ حساب قوة الربط $T \ (\text{t/m}^\backslash)$:

$$T = R_a - e_{p_5} D = 17.028 - 3.831\times2.15 = 8.792$$

♦ حساب $M_{\text{max.}}$: نحسب نقطة القص صفر:

$$\frac{1}{2}e_{a_1} L_1 - T + e_{a_1}(y - L_1) + \frac{1}{2}K_a \gamma^\backslash (y - L_1)^2 = 0.0$$

$$\frac{1}{2}\times1.54\times3.3 - 8.792 + 1.54(y - 3.3) + \frac{1}{2}\times0.271\times0.73y = 0.0$$

وبوضع

$$x = y - 3.3$$

$$2.541 - 8.792 + 1.54x + 0.0989x^2 = 0.0$$

$$x^2 + 15.57x - 63.20 = 0.0$$

$$x = -15.56 \pm \sqrt{15.56^2 - 4(-63.20)} = \frac{-15.56 \pm 22.24}{2} = 3.34$$

$$\because \quad x = y - 3.3 \qquad \therefore \quad y = 3.33 + 3.34 = 6.64 \text{ m}$$

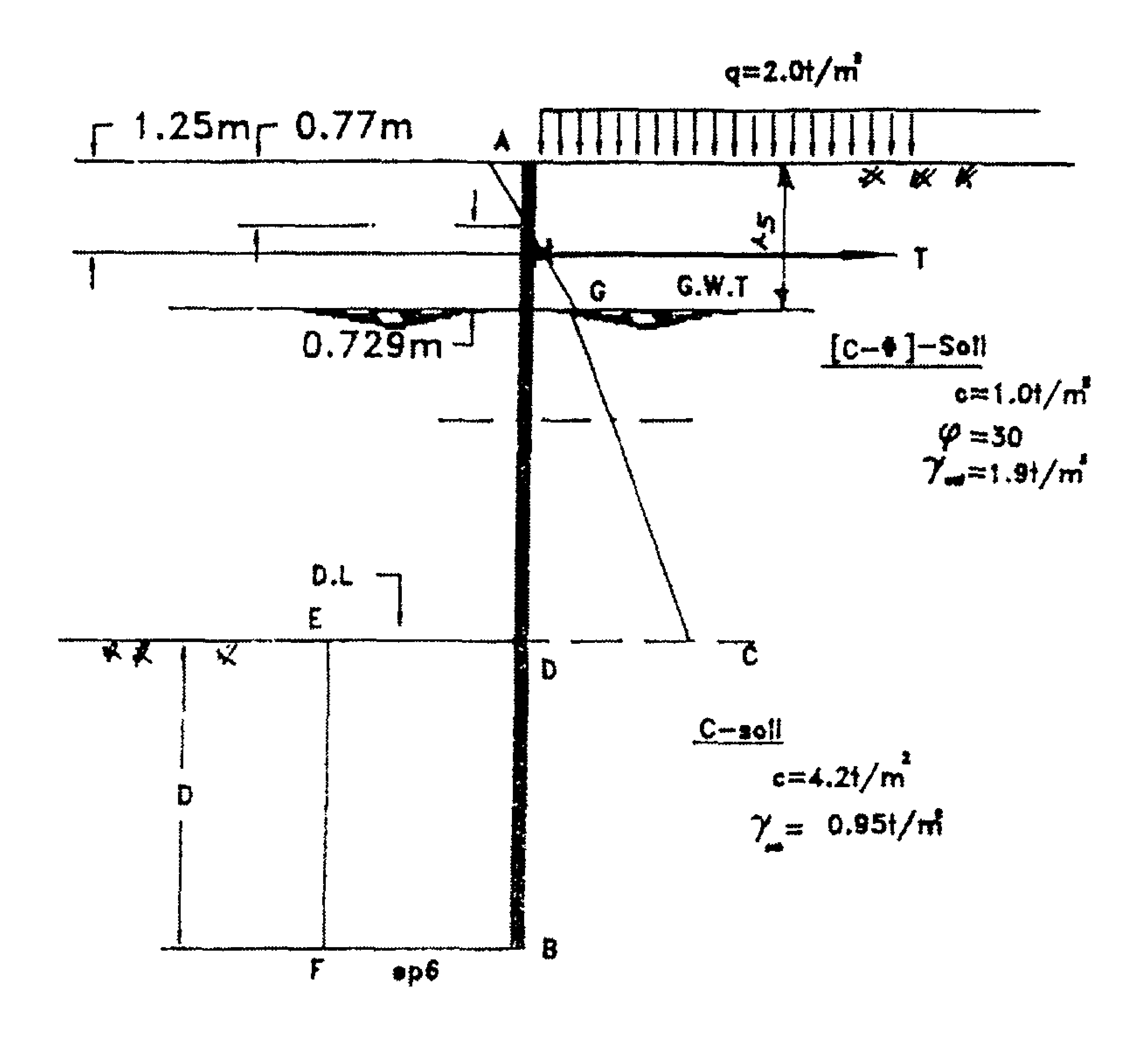
$$M_{\text{max.}} = -8.792\left(3.34 + \frac{3.3}{2}\right) + \frac{1}{2}\times1.54\times3.3\left(3.34 + \frac{2}{3}\times3\right)$$

$$+3.34\times1.54\times\frac{3.34}{2} + \frac{1}{2}\times0.271\times0.73\times3.34^2\times\frac{3\times2}{3}$$

$$= -43.87 + 8.59 + 2.46 = 18.82 \text{ m.t}$$

مثـــال ٤ـ٢٣

حائط ساند مربوط محاط بالمياه من جانبيه وفـوق تربـة متماسـكة أسـفل خـط الانجـراف موضـح بالشكل ٤–٩٥ . والمطلوب إيجاد العمق المـدفون وقـوة التربـيط. اسـتخدم معامـل آمـان للتماسـك = 1.5.



Anchored sheet pile wall in clay [C-Soil]

الشكل ٤-٩٥: خازوق حائطي لوحي مربوط بتربة طين C−soil

الحـــل

- حساب ضغط التربة :

عند القمة :

$$e_0 = qK_a - 2C\sqrt{K_a} = 2.0\times\frac{1}{3} - 2\times1\sqrt{\frac{1}{3}} = 0.488\ \text{t/m}^2$$

- إيجاد y_0 :

عند عمق y_0 فإن :

$$e_a = 0.0$$

$$\therefore\quad e_a = -0.488 + \gamma y_0 K_a = 0.0$$

$$y_o = \frac{0.488}{\gamma K_a} = \frac{0.488}{1.9\times0.333} = 0.77$$

$$e_{a_1} = e_0 + \gamma h K_a = -0.488 + 1.9\times1.5\times\frac{1}{3} = 0.488 + 0.95 = 0.462$$

$$e_{a_2} = e_{a_1} + \gamma^{\backslash} L_2 K_a = 0.462 + 0.9\times5\times\frac{1}{3} = 1.962\ \text{t/m}^2$$

$$e_{p_6}=4C-\left(q+\gamma L_1+\gamma^{\backslash} L_2\right)$$
$$=4\times2.8-(2+1.5\times1.9+5\times0.9)=11.2-9.35=1.85\text{ t}$$

♦ حساب R_a :

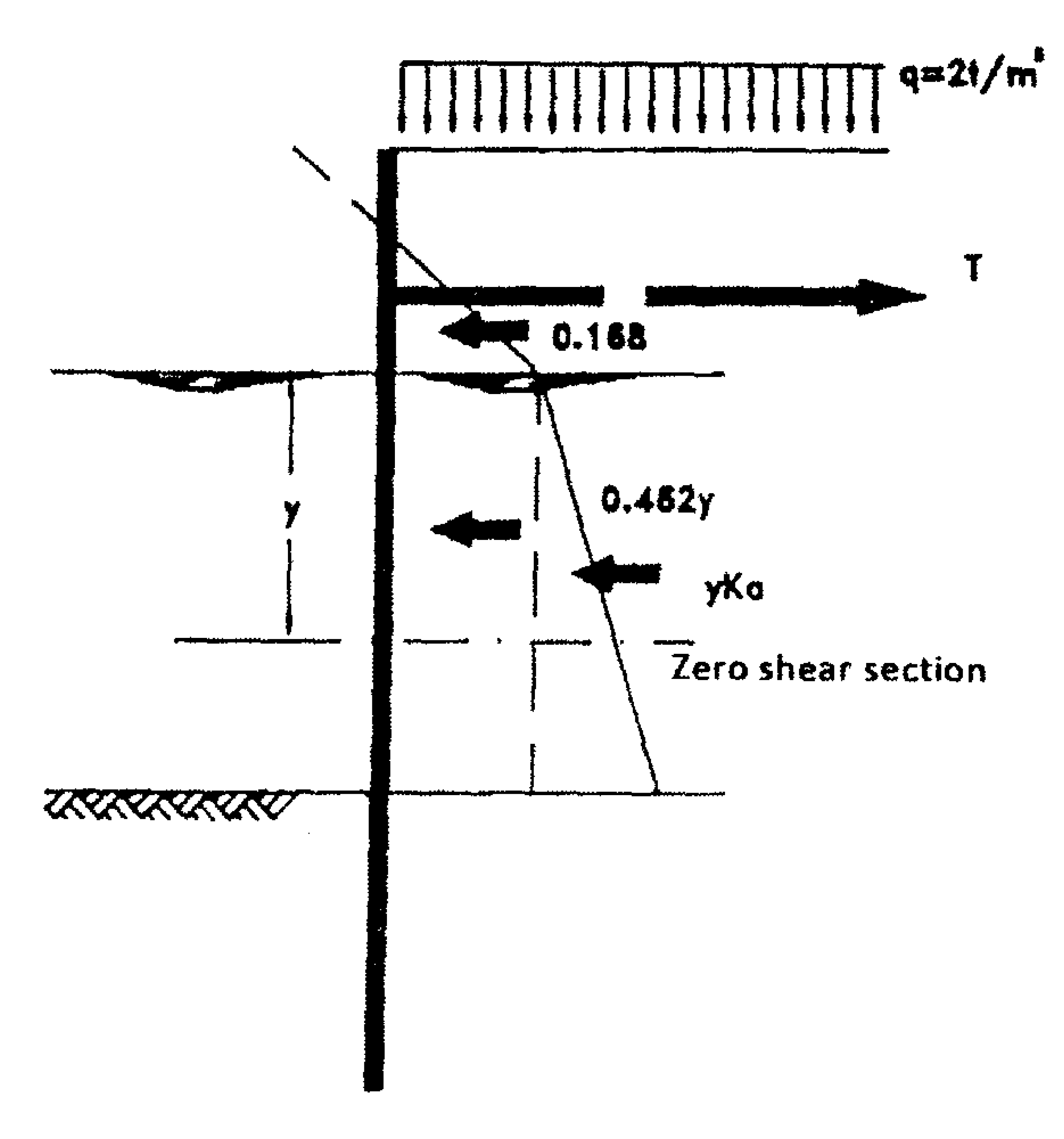
$$R_a=\text{ ADCG مساحة }=0.462\times\frac{0.729}{2}+0.462\times0.5+1.5\times\frac{5}{2}$$
$$=0.1684+2.31+3.75=6.2284\ \text{t/m}^{\backslash}$$
$$y^{\backslash}=\frac{1}{6.2284}\left[0.1684\left(5+\frac{0.729}{3}\right)+2.31\times2.5+3.75\times\frac{5}{3}\right]$$
$$=\frac{1}{6.2284}(0.883+5.775+6.25)=2.07$$
$$e_{p_6}D^2+2e_{p_6}D\left(L_1+L_2-I_1\right)-2R_a\left(L_1+L_2-I_1-y_1^{\backslash}\right)=0.0$$
$$1.85D^2+2\times1.85D(1.5+5-1.25)-2\times6.228(1.5+5-1.25)=0.0$$
$$1.85D^2+19.425D-39.6=0.0$$
$$D^2+10.5D-21.4=0.0$$
$$\therefore\ \ D=1.75\text{ m}$$
$$D_{\text{act.}}=1.75\times1.3=2.275=2.30\text{ cm}$$
$$T=R_a-e_{p_6}D=6.228-1.85\times1.75=2.9905\ \text{t/m}^{\backslash}$$

♦ حساب $M_{\text{max.}}$: افترض أن قوى القص $Q=0.0$ عند عمق y من منسوب المياه الجوفية. وحيث إن مجموع القوى الأفقية يساوي 0.0 فإن:

$$\therefore\ \ T=0.462\times\frac{0.792}{2}+0.462y+\frac{\gamma^{\backslash}y^2}{2}K_a$$
$$\therefore\ \ T=0.168+0.462y+0.9y^2\times\frac{1}{3}\times\frac{1}{2}$$
$$\therefore\ \ T=2.9905-0.168+0.462y+0.15y^2$$
$$y^2+3.08y-18.82=0.0$$
$$y=\frac{-3.08\pm\sqrt{3.08^2-4(-18.82)}}{2}=\frac{-3.08+9.21}{2}=3.0$$
$$M_{\text{max.}}=2.9905(3.063+0.25)-0.168(3.063x)$$
$$=\frac{0.462\times3.063^2}{2}\times\frac{3.063^3}{3}=9.92-0.555=2.17-1.437=5.750\ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

معامل القطاع Z section modulus قيمته كالتالي:

$$Z=\frac{M_{max.}}{f_{all.}}=\frac{5.758\times10^5}{1400}=411.3\ \text{cm}^3$$



الشكل ٤-٩٦: حساب نقطة صفر قوى القص

مثـــال ٢٤٤

خازوق حائطي لوحي موضح بالشكل ٤-٩٧ مع العلم بأن خواص التربة أمام وخلف الحائط هي كالتالي:

$$\gamma=2.1\ \text{t/m}^2,\quad \phi=30°,\quad C=0.0$$

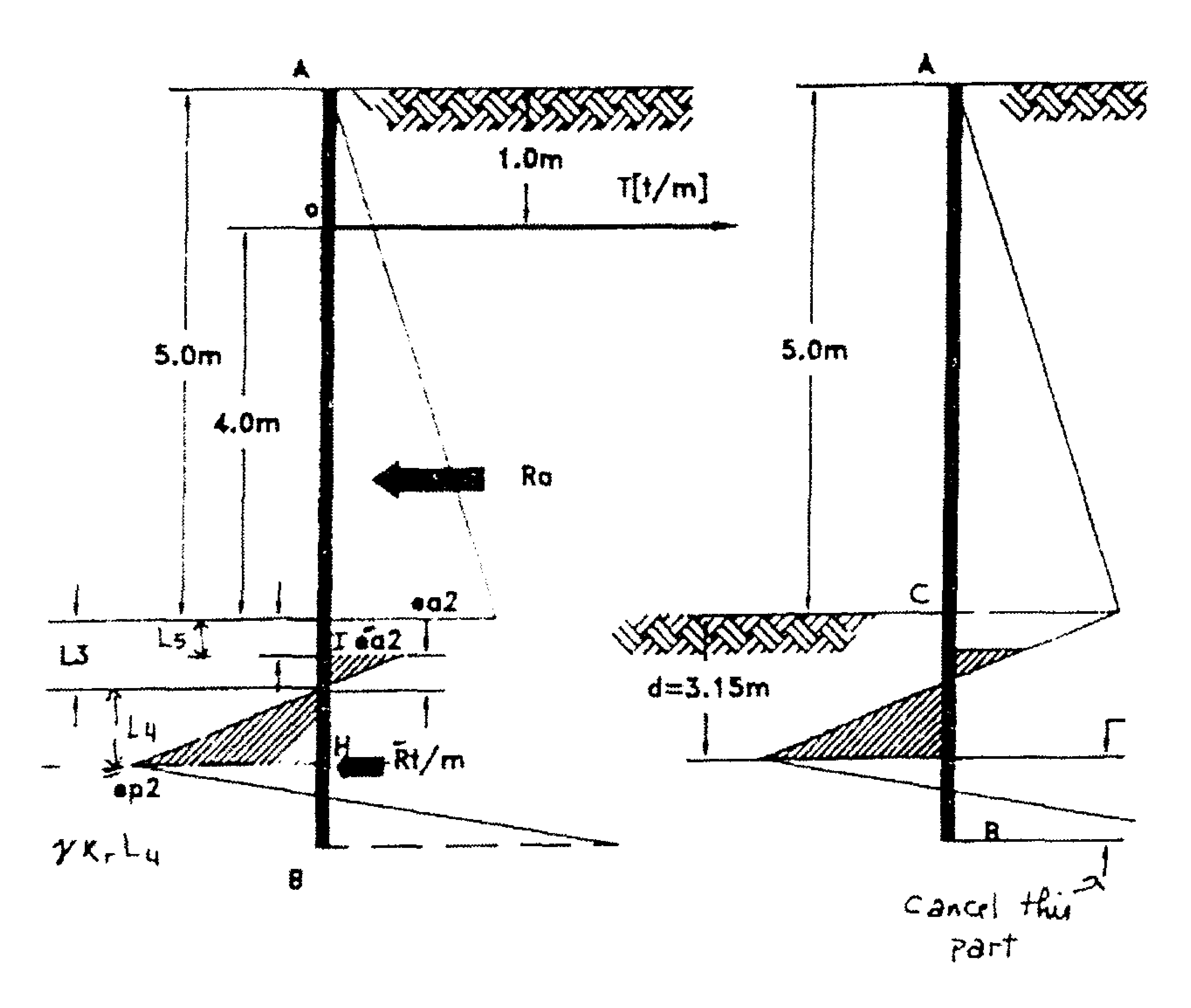
مطلوب حساب أدنى عمق اختراق للخازوق لتحقيق حالات ركيزة مثبتة في التربة.

الحـــل

$$K_a=0.33,\quad K_p=3.0$$

$$e_{a_2}=\gamma h K_a=2.1\times5.0\times0.33=3.465\ \text{t/m}^2$$

$$L_3=\frac{e_{a_2}}{\gamma^{\backslash}K_r}=\frac{3.465}{2.1\times2.67}=0.618\ \text{m}$$



الشكل ٤-٩٧: الخازوق الحائطي اللوحي

احسب قيمة L_5 من المثال ٤-٢٤ الموضح بالشكل ٤-٩٧.

عند $\phi = 30°$ فإن:

$$0.065 = \frac{L_5}{L_1 + L_2} = \frac{L_5}{5}$$

$$\therefore \quad L_5 = 5 \times 0.065 = 0.325 \text{ m}$$

$$e_{a_2} = \frac{3.465(0.618 - 0.325)}{0.618} = 1.643 \text{ t/m}$$

$$R(4.325) = 20.35 + 2.223 + 1.216$$

$$\therefore \quad R = 5.5 \text{ t/m}'$$

ولحساب L_4 نأخذ العزوم حول H:

$$\frac{1}{2}(2.1 \times 2.67 \times L_4) \times \frac{2}{3} L_4^2 = 5.5(L_4 + 0.293) + \frac{1}{2} \times 1.643 \times 0.293\left(\frac{2}{3} \times 0.293 + L_4\right)$$

$$\therefore \quad L_4^3 - 6.2L_4 - 1.8 = 0.0 \qquad \therefore \quad L_4 = 2.55$$

$$\therefore \quad D = 2.55 + 0.618 = 3.168 \text{ m}$$

$$D_{act.} = 3.168 \times 1.4 = 4.430 \text{ m}$$



الباب ٥ جداول مساعدة في التصميم

Aid Tables of Design

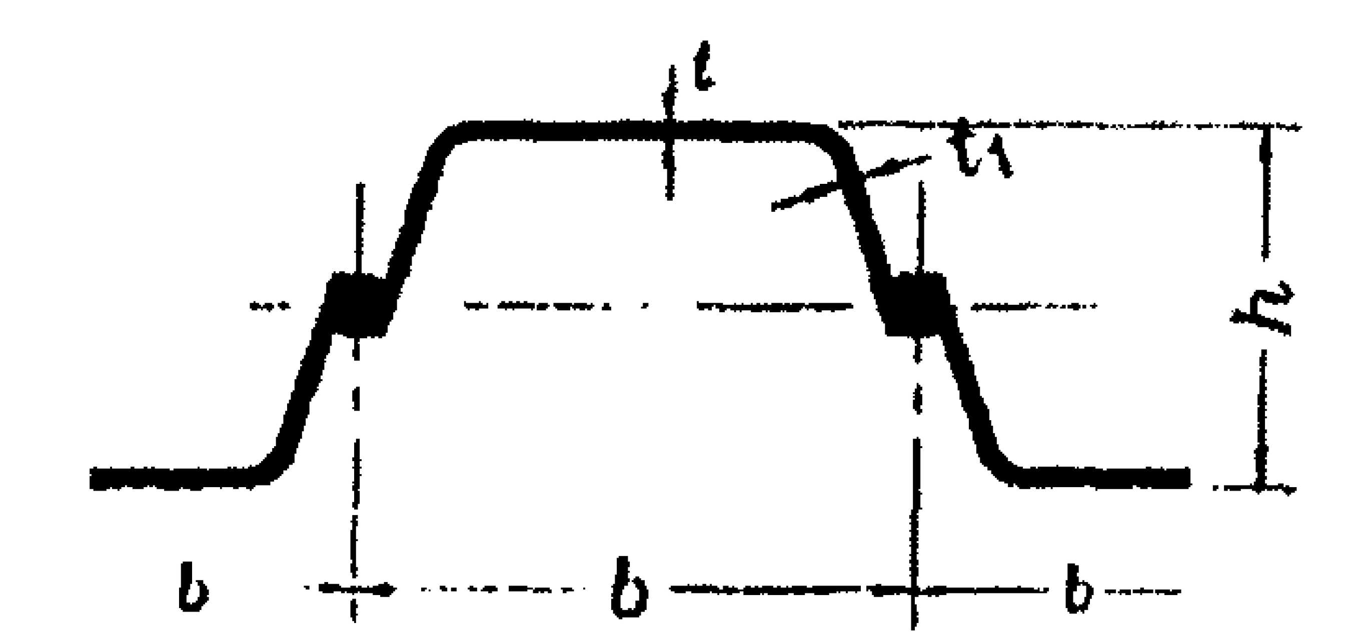
Essential Properties of Some Bethlehem Steel Sheet Piles :الجدول ٥-١

Some Types & Dimensions of American Steel Sheet Piles

Section no. standardized nomenclature	Area		Width		Weight		Section modulus		Interlock strength	
	$in.^2$	cm^2	in.	cm	lb ft^2	kg m^2	$in.^3$ linear ft	cm^3 m	lb in.	kg cm
PZ38	16.77	108.2	18	45.7	38.0	186	46.8	2510	8,000	1.425
PZ32	16.47	100.2	21	53.3	32.0	156	38.3	2290	8,000	1.425
PZ27	11.91	77.0	18	45.7	27.0	132	30.2	1620	8,000	1.425
PDA27	10.59	68.4	16	40.6	27.0	132	10.7	585	8,000	1.425
PMA22	10.59	68.4	19¾	49.8	22.0	107	5.4	290	8,000	1.425
PSA23	8.99	58.0	16	40.6	23.0	112	2.4	128	12,000	2.140
PSA28	10.98	70.8	16	40.6	28.0	136	2.5	134	12,000	2.140
PS28	10.29	66.4	15	38.1	28.0	136	2.4	128	16,000	2.850
PS32	11.76	75.9	15	38.1	32.0	156	2.4	128	16,000	2.850
PSX35	13.09	84.5	15¼	38.8	35.0	71	2.6	145	28,000	4.810

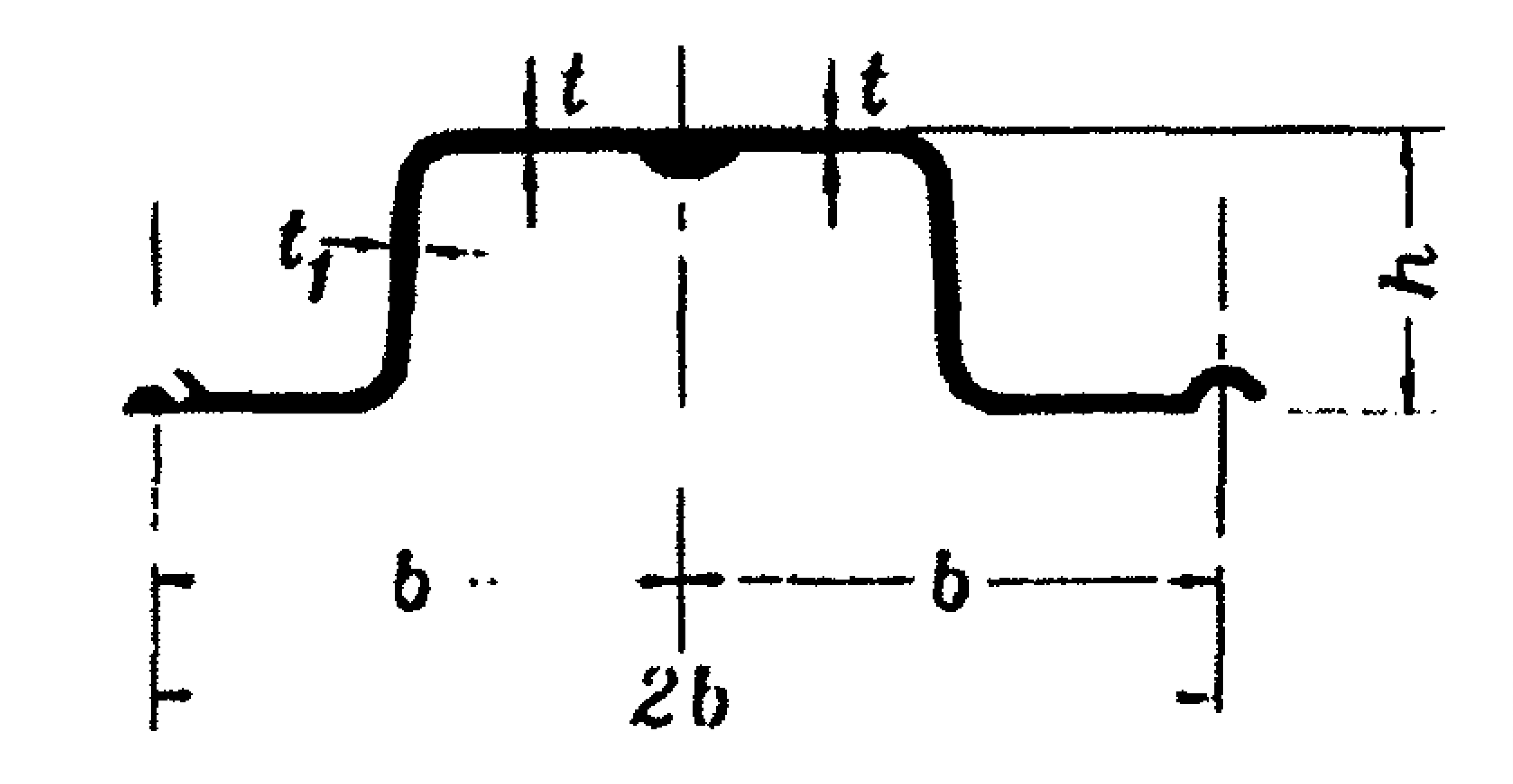
الجدول ٥-٢: خواص قطاعات الستائر اللوحية المعدنية

a) Larcen-Type



Profile Section	Dimensions (mm)				Weight		for 1 m wall		
	b	h	t	t_1	g Unit (kg/m)	G Wall (kg/m^3)	W_x (cm^3)	A (cm^2)	U (cm)
I	400	220	7.5	6.3	35.6	89	600	113	260
II	400	270	9.5	7.5	48.8	122	1100	156	301
III	400	290	13	0.5	62.0	155	1600	198	309
IV	400	360	14.8	10.0	74.0	185	2200	236	330
V	420	360	20.5	12.0	100.0	238	3000	305	330
VI	420	440	22	14.0	121.8	290	4200	370	368
VII	460	460	26	14.0	142.6	310	5000	394	370

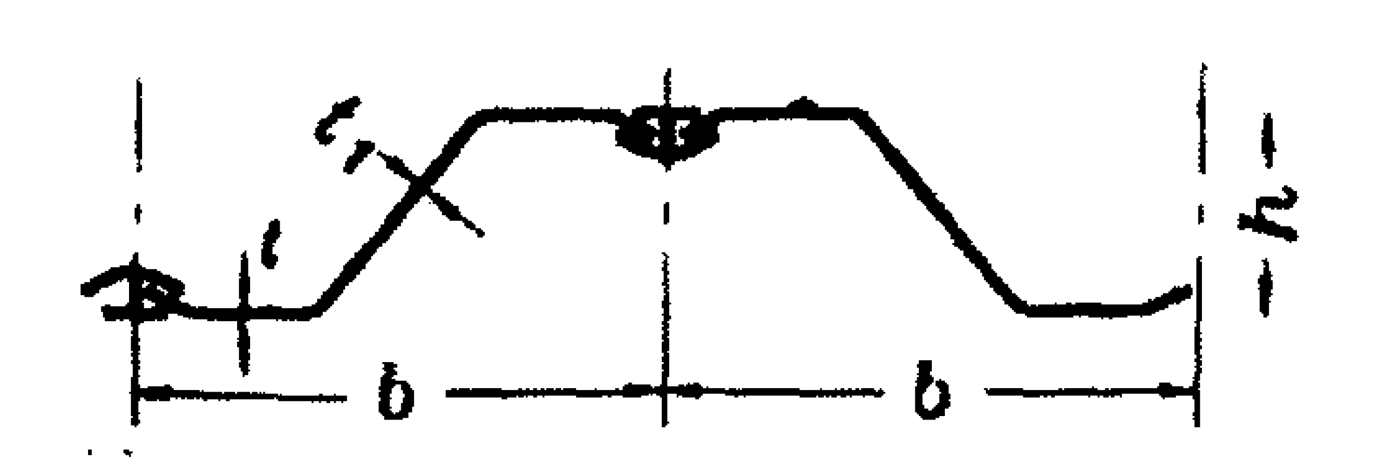
b) Hoesch-Type



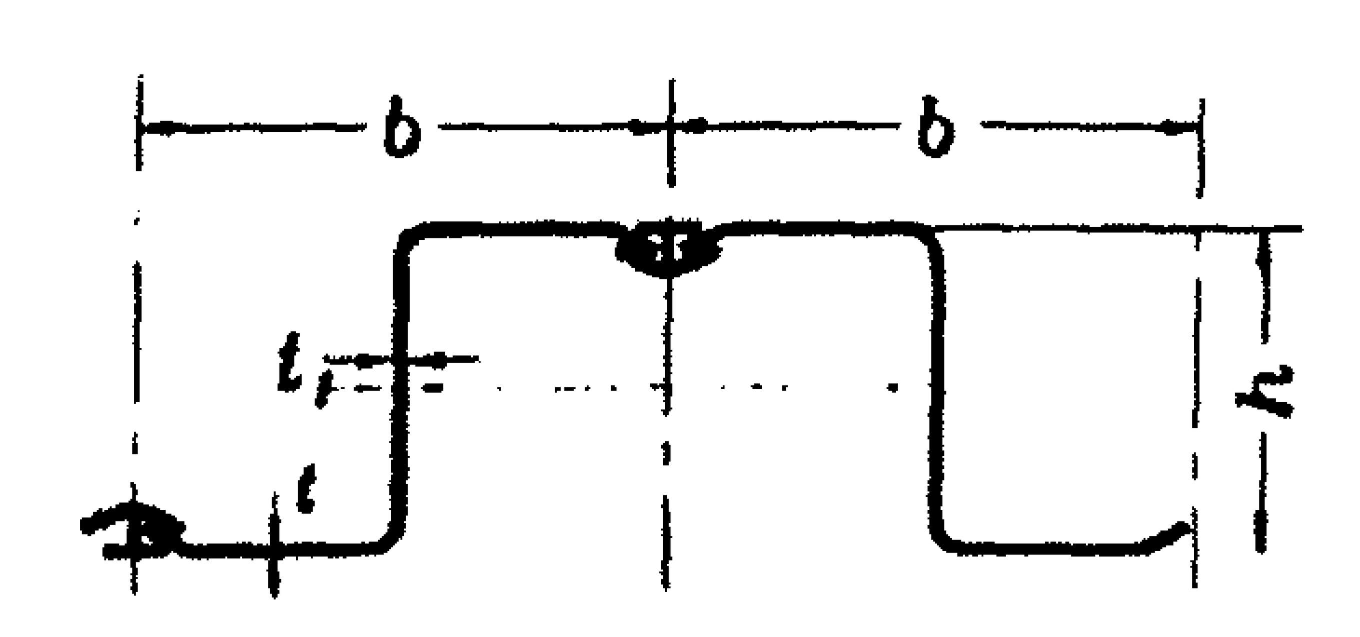
Profile Section	Dimensions (mm)				Weight		for 1 m wall		
	b	h	t	t_1	g Unit (kg/m)	G Wall (kg/m^3)	W_x (cm^3)	A (cm^2)	U (cm)
I	425	160	7	7	37.8	89	600	113	252
II	425	160	8	8	42.5	100	700	127	254
III	425	170	10.5	10.5	51.9	122	850	155	246
IV	425	200	9.50	8.5	51.9	122	1100	155	278
V	400	230	12	9.5	62	155	1600	197	291
VI	400	267	14	10.5	74	185	2200	236	306
VII	425	290	18	12	101.2	238	3000	303	327

تابع الجدول ٥-٢: خواص قطاعات الستائر اللوحية المعدنية

c) Krupp-Type



KSIA - KS II



KII - KVI

Profile Section	Dimensions (mm)				Weight		for 1 m wallbreite		
	b	h	t	t_1	g Unit (kg/m)	G Wall (kg/m^3)	W_x (cm^3)	A (cm^2)	U (cm)
KS Ia	430	160	7.8	6.2	38.4	89	600	114	236
KS I	430	160	8.5	8	43.0	100	630	128	236
KS Ib	480	160	9.0	9.0	45.6	106	660	135	236
KS II	430	180	11.7	10	52.5	122	850	155	242
K II	430	200	8.2	8	48.8	122	1100	155	295
K III	400	240	10.5	9	62.0	155	1600	198	315
K IIIb	400	200	12	10	62.0	155	1350	198	295
K IV	400	280	13.3	10	74.0	185	2200	236	336
K V	360	320	14.5	12	85.7	238	3000	306	378
K VI	360	320	22	13	104.4	290	3900	369	372

d) Larcen (Water Tight-Type)



Profile Section	Dimensions (mm)				Weight		for 1 m wallbreite		
	b	h	t	t_1	g Unit (kg/m)	G Wall (kg/m^3)	W_x (cm^3)	A (cm^2)	U (cm)
Flq	400	86	9	—	54	135	—	—	—
FL12	400	86	12	—	61	152	—	—	—

الجدول ٥-٢: Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Equal Angles

Equal Angles

Angle $(a \times s)$	Area (cm^2)	Weight (kg/m)	Distances e (cm)	w (cm)	U_1 (cm)	U_2 (cm)	X–X and Y–Y I_x (cm^4)	Z_{x_3} (cm^3)	i_x (cm)	U–U I_u (cm^4)	i_u (cm)	V–V I_v (cm^4)	Z_v (cm^3)	i_v (cm)
3	1.74	1.36	0.84		1.18	1.04	1.41	0.65	0.90	2.24	1.14	0.57	0.48	0.57
30×4	2.27	1.78	0.89	2.10	1.24	1.05	1.81	0.86	0.89	2.85	1.12	0.76	0.61	0.58
5	2.78	2.18	0.92		1.30	1.07	2.16	1.04	0.88	3.41	1.11	0.91	0.70	0.57
3	2.04	1.60	0.36		1.36	1.23	2.29	0.90	1.06	3.63	1.34	0.95	0.70	0.68
35×4	2.67	2.10	1.00	2.47	1.41	1.24	2.96	1.18	1.05	4.68	1.33	1.24	0.88	0.68
5	3.28	2.57	1.04		1.47	1.25	3.56	1.45	1.04	5.63	1.31	1.49	1.10	0.67
4	3.08	2.42	1.12		1.58	1.40	4.48	1.56	1.21	7.09	1.52	1.86	1.18	0.78
40×5	3.79	2.97	1.16	2.83	1.64	1.42	5.43	1.91	1.20	8.64	1.51	2.22	1.35	0.77
6	4.48	3.52	1.20		1.70	1.43	6.33	2.26	1.19	9.98	1.49	2.67	1.57	0.77
5	4.30	3.38	1.28		1.81	1.58	7.83	2.43	1.35	12.4	1.70	3.25	1.80	0.87
45×6	5.09	4.00	1.32	3.18	1.87	1.59	9.16	2.88	1.34	14.5	1.69	3.85	2.05	0.87
7	5.86	4.60	1.36		1.92	1.61	10.4	3.31	1.33	16.4	1.67	4.39	2.29	0.87
5	4.80	3.77	1.40		1.98	1.76	11.0	3.05	1.51	17.4	1.90	4.59	2.32	0.98
50×6	5.69	4.47	1.45	3.54	2.04	1.77	12.8	3.51	1.50	20.4	1.89	5.24	2.57	0.96
7	6.56	5.15	1.49		2.11	1.78	14.6	4.15	1.49	23.1	1.88	6.02	2.85	0.96
5	5.32	4.18	1.52		2.15	1.93	14.7	3.70	1.66	23.3	2.09	6.11	2.84	1.07
55×6	6.31	4.95	1.56	3.89	2.21	1.94	17.8	4.40	1.66	27.4	2.08	7.24	3.26	1.07
8	8.23	6.46	1.64		2.32	1.97	22.1	5.72	1.64	34.8	2.06	9.35	4.03	1.07
6	6.91	5.42	1.69		2.39	2.11	22.8	5.29	1.82	36.1	2.29	9.43	3.85	1.17
60×8	9.03	7.09	1.77	4.24	2.50	2.14	29.1	6.88	1.80	46.1	2.26	12.1	4.84	1.16
10	11.1	8.69	1.85		2.62	2.17	34.9	8.41	1.78	55.1	2.23	14.6	5.57	1.15

Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Equal Angles :تابع الجدول ٥-٢

Equal Angles

Angle ($a \times s$)	Area (cm^2)	Weight (kg/m)	Distances				X – X and Y – Y			U – U		V – V		
			e (cm)	w (cm)	U_1 (cm)	U_2 (cm)	I_x (cm^4)	Z_x (cm^3)	i_x (cm)	I_u (cm^4)	i_u (cm)	I_v (cm^4)	Z_v (cm^3)	i_v (cm)
12	27.5	21.6	3.40		4.80	4.26	368	42.7	3.65	584	4.60	152	31.6	2.35
120×13	29.9	23.3	3.44	8.49	4.86	4.27	394	46.0	3.64	625	4.59	162	33.3	2.34
15	33.9	26.6	3.51		4.96	4.31	446	52.5	3.63	705	4.56	186	37.5	2.34
12	30.0	23.6	3.64		5.15	4.60	472	50.4	3.97	750	5.00	194	37.7	2.54
130×14	34.7	27.2	3.72	9.19	5.26	4.63	540	55.2	3.94	857	4.97	223	42.4	2.53
16	39.3	30.9	3.80		5.37	4.66	605	65.8	3.92	959	4.94	251	46.7	2.52
13	35.0	27.5	3.92		5.54	4.96	638	63.3	4.27	1010	5.38	262	47.3	2.74
140×15	40.0	31.4	4.00	9.90	5.66	4.99	723	72.3	4.25	1050	5.36	298	52.7	2.73
14	40.3	31.6	4.21		5.95	5.31	845	78.2	4.58	1340	5.77	347	58.3	2.94
15	43.0	33.8	4.25	10.6	6.01	5.33	898	82.5	4.57	1430	5.76	370	61.6	2.93
150×16	45.7	35.9	4.29		6.07	5.34	949	88.7	4.56	1510	5.74	391	64.4	2.93
18	51.0	40.1	4.36		6.17	5.38	1050	99.3	4.54	1070	5.70	438	71.0	2.93
20	56.3	44.2	4.44		6.28	5.41	1150	109.0	4.51	1820	5.68	477	76.0	2.91
15	46.1	36.2	4.49		6.35	5.67	1100	95.6	4.88	1750	6.15	453	71.3	3.14
160×17	51.8	40.7	4.57	11.3	6.46	5.70	1230	108.0	4.86	1950	6.13	506	78.3	3.13
19	57.5	45.1	4.65		6.58	5.73	1350	118.0	4.84	2140	6.10	558	84.8	3.12
16	55.4	43.5	5.02		7.11	6.39	1680	130.0	5.51	2690	6.96	679	95.5	3.50
180×18	61.9	48.6	5.10	12.7	7.22	6.41	1870	145.0	5.49	2970	6.93	757	105.0	3.49
20	68.4	53.7	5.18		7.33	6.44	2040	160.0	5.47	3260	6.90	830	113.0	3.49
22	74.7	58.6	5.26		7.44	6.47	2210	174.0	5.44	3510	6.86	918	123.0	3.50
16	61.8	48.5	5.52		7.80	7.09	2340	168.0	6.15	3740	7.78	943	121.0	3.91
18	69.1	54.3	5.60	14.1	7.92	7.12	2600	181.0	6.13	4150	7.75	1050	133.0	3.90
200×20	76.4	59.9	5.68		8.04	7.15	2850	199.0	6.11	4540	7.72	1160	144.0	3.89
24	90.6	71.1	5.84		8.26	7.21	3330	235.0	6.06	5280	7.64	1380	167.0	3.90
28	105.0	82.0	5.99		8.47	7.28	3780	270.0	6.02	5990	7.57	1580	186.0	3.89

تابع الجدول ٥-٢: Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Equal Angles

Equal Angles

Angle ($a \times s$)	Area (cm^2)	Weight (kg/m)	Distances				X–X and Y–Y			U–U		V–V		
			e (cm)	w (cm)	U_1 (cm)	U_2 (cm)	I_x (cm^4)	Z_x (cm^3)	i_x (cm)	I_u (cm^4)	i_u (cm)	I_v (cm^4)	Z_v (cm^3)	i_v (cm)
65×7	8.70	6.83	1.83	4.60	2.62	2.29	33.4	7.13	1.96	53.0	2.47	13.8	5.27	1.26
65×8	9.85	7.73	1.89		2.67	2.31	37.5	8.13	1.95	59.4	2.46	15.6	5.84	1.26
65×9	11.0	8.62	1.93		2.73	2.32	41.3	9.04	1.94	65.4	2.44	17.2	6.30	1.25
70×7	9.40	7.38	1.97	4.85	2.79	2.47	42.4	8.43	2.12	67.1	2.67	17.6	6.37	1.37
70×9	11.9	9.34	2.05		2.90	2.50	52.6	10.6	2.10	83.1	2.64	22.0	7.59	1.36
70×11	14.3	11.2	2.13		3.01	2.53	61.8	12.7	2.09	97.6	2.61	26.0	8.64	1.35
75×7	10.1	7.94	2.03	5.30	2.95	2.63	52.4	8.67	2.28	83.6	2.88	21.1	7.15	1.45
75×8	11.5	9.03	2.13		3.01	2.65	58.9	11.0	2.26	98.3	2.85	24.4	8.11	1.46
75×10	14.1	11.1	2.21		3.18	2.68	71.4	13.5	2.25	113.0	2.83	28.8	9.55	1.45
80×8	12.3	9.66	2.26	5.66	3.20	2.82	72.3	12.6	2.42	115.0	3.06	29.6	9.25	1.55
80×10	15.1	11.9	2.34		3.31	2.85	87.5	15.5	2.41	139.0	3.03	35.9	10.9	1.54
80×12	17.9	14.1	2.41		3.41	2.89	102.0	18.2	2.39	161.0	3.00	43.0	12.6	1.53
90×9	15.5	12.2	2.54	6.36	3.59	3.18	116.0	18.0	2.74	184.0	3.45	47.8	13.3	1.76
90×11	18.7	14.7	2.62		3.70	3.21	138.0	21.6	2.72	218.0	3.41	57.1	15.4	1.75
90×13	21.8	17.1	2.70		3.81	3.24	158.0	25.1	2.69	250.0	3.39	65.9	17.3	1.74
100×10	19.2	15.1	2.82	7.07	3.99	3.54	177.0	24.7	3.04	280.0	3.82	73.3	18.4	1.95
100×12	22.7	17.8	2.90		4.10	3.57	207.0	29.2	3.02	328.0	3.80	86.2	21.0	1.95
100×14	26.2	20.6	2.98		4.21	3.60	295.0	33.5	3.00	372.0	3.77	98.3	23.4	1.94
110×10	21.2	16.6	3.07	7.78	4.34	3.89	239.0	30.1	3.36	379.0	4.23	98.6	22.7	2.16
110×12	25.1	19.7	3.15		4.45	3.93	280.0	35.7	3.34	444.0	4.21	116.0	25.1	2.15
110×14	29.0	22.8	3.21		4.54	3.98	319.0	41.0	3.82	505.0	4.18	133.0	29.3	2.14

الجدول ٥-٤: Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Unequal Angles

Unequal Angles

Angle $(a \times b \times s)$	Area (cm^2)	Weight (kg/m)	Distances e_x (cm)	e_y (cm)	v_1 (cm)	V_2 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_3 (cm)	$\tan\alpha$	X–X I_x (cm^4)	Z_x (cm^3)	i_x (cm)	Y–Y I_y (cm^4)	Z_y (cm^3)	i_y (cm)	U–U I_u (cm^4)	i_u (cm)	V–V I_v (cm^4)	i_v (cm)
3	1.42	1.11	0.99	0.50	2.04	1.51	0.86	1.04	0.56	0.431	1.25	0.62	0.94	0.44	0.29	0.56	1.43	1.00	0.25	0.42
30×20×4	1.85	1.45	1.03	0.54	2.02	1.52	0.91	1.03	0.58	0.423	1.59	0.81	0.93	0.55	0.38	0.55	1.81	0.99	0.33	0.42
3	1.72	1.35	1.43	0.44	2.61	1.77	0.79	1.19	0.46	0.259	2.79	1.08	1.27	0.47	0.30	0.52	2.96	1.31	0.30	0.42
40×20×4	2.25	1.77	1.47	0.48	2.57	1.80	0.83	1.18	0.50	0.252	3.39	1.42	1.26	0.60	0.39	0.52	3.79	1.30	0.39	0.42
3	2.19	1.72	1.43	0.70	3.09	2.23	1.21	1.59	0.80	0.436	4.47	1.46	1.43	1.60	0.70	0.86	5.15	1.53	0.93	0.65
45×30×4	2.87	2.25	1.48	0.74	3.07	2.26	1.27	1.58	0.83	0.433	5.78	1.91	1.42	2.05	0.91	0.85	6.65	1.52	1.18	0.64
5	3.53	2.77	1.52	0.78	3.05	2.27	1.32	1.58	0.85	0.430	6.99	2.95	1.41	2.47	1.11	0.84	8.02	1.51	1.44	0.64
5	4.29	3.37	2.15	0.68	3.90	2.67	1.20	1.77	0.72	0.256	15.6	4.04	1.90	2.60	1.12	0.78	15.5	1.96	1.69	0.63
60×30×7	5.85	4.59	2.24	0.76	3.83	2.72	1.28	1.73	0.78	0.248	20.7	5.50	1.88	3.41	1.52	0.76	21.8	1.93	2.28	0.62
5	4.79	3.76	1.96	0.97	4.08	3.01	1.68	2.09	1.10	0.437	17.2	4.25	1.89	6.11	2.02	1.13	19.8	2.03	3.50	0.86
60×40×6	5.68	4.46	2.00	1.01	4.06	3.02	1.72	2.08	1.12	0.437	20.1	5.03	1.88	7.12	2.38	1.12	23.1	2.02	4.12	0.85
7	6.55	5.14	2.04	1.05	4.04	3.03	1.77	2.07	1.14	0.422	23.0	5.79	1.87	8.07	2.74	1.11	25.3	2.00	4.73	0.85
5	6.04	4.74	2.40	1.17	5.14	3.73	2.03	2.64	1.32	0.437	34.4	6.74	2.39	12.3	3.21	1.43	39.6	2.56	7.10	1.08
75×50×7	8.30	6.51	2.48	1.25	5.10	3.77	2.13	2.63	1.38	0.433	46.4	9.24	2.36	16.5	4.39	1.41	53.3	2.53	9.56	1.07
9	10.5	8.23	2.56	1.32	5.06	3.80	2.22	2.62	1.44	0.427	57.4	11.6	2.34	20.2	5.49	1.39	65.7	2.50	11.9	1.07
6	6.89	5.41	2.85	0.88	5.21	3.53	1.55	2.42	0.89	0.259	44.9	8.73	2.55	7.59	2.44	1.05	47.6	2.63	4.90	0.84
80×40×8	9.01	7.07	2.94	0.95	5.15	3.57	1.65	2.38	1.04	0.253	57.6	11.4	2.53	9.68	3.18	1.04	60.9	2.60	5.41	0.84
6	8.69	6.82	2.89	1.41	6.14	4.50	2.46	3.16	1.60	0.442	71.7	11.7	2.87	25.8	5.61	1.72	82.8	3.09	14.6	1.30
90×60×8	11.4	8.96	2.97	1.49	6.11	4.54	2.56	3.15	1.69	0.497	92.5	15.4	2.85	33.0	7.31	1.70	107	3.06	19.0	1.29
6	8.73	6.85	3.49	1.04	6.50	4.39	1.91	2.98	1.15	0.263	89.7	13.8	3.20	15.3	3.86	1.32	95.2	3.30	9.78	1.06
100×50×8	11.5	8.99	3.59	1.13	6.48	4.44	2.00	2.95	1.18	0.258	116	18.0	3.18	19.5	5.04	1.31	123	3.28	12.6	1.05
10	14.1	11.1	3.67	1.20	6.43	4.49	2.08	2.91	1.22	0.252	141	22.2	3.16	23.4	6.17	1.29	149	3.25	15.5	1.04
7	11.2	8.77	3.23	1.51	6.83	4.91	2.66	3.48	1.73	0.419	113	16.6	3.17	37.6	7.54	1.84	128	3.39	21.6	1.39
100×65×9	14.2	11.1	3.32	1.59	6.78	4.94	2.76	3.46	1.78	0.415	141	21.0	3.15	46.7	9.52	1.82	160	3.36	27.2	1.39
11	17.1	13.4	3.40	1.67	6.74	4.97	2.85	3.45	1.83	0.410	167	25.3	3.13	55.1	11.4	1.80	190	3.34	32.6	1.38

Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Unequal Angles :تابع الجدول ٥-٤

Unequal Angles

Angle ($a \times b \times s$)	Area (cm^2)	Weight (kg/m)	Distances: e_x (cm)	e_y (cm)	v_1 (cm)	V_2 (cm)	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_3 (cm)	$\tan\alpha$	X–X: I_x (cm^4)	Z_x (cm^3)	i_x (cm)	Y–Y: I_y (cm^4)	Z_y (cm^3)	i_y (cm)	U–U: I_u (cm^4)	i_u (cm)	V–V: I_v (cm^4)	i_v (cm)
120×80×8	15.5	12.2	3.83	1.87	8.23	5.99	3.27	4.20	2.16	0.441	226	27.6	3.82	80.8	13.2	2.29	261	4.10	45.8	1.73
120×80×10	19.1	15.0	3.92	1.95	8.18	6.03	3.37	4.19	2.19	0.438	276	34.1	3.80	98.1	16.2	2.27	318	4.07	56.1	1.71
120×80×12	22.7	17.8	4.00	2.03	8.14	6.06	3.46	4.18	2.25	0.433	323	40.4	3.77	114	19.1	2.25	371	4.04	66.1	1.71
120×80×14	26.2	20.5	4.08	2.10	8.10	6.08	3.55	4.17	2.29	0.429	368	46.4	3.75	130	22.0	2.23	421	4.01	75.8	1.70
130×65×8	15.1	11.9	4.56	1.37	8.50	5.71	2.49	3.86	1.47	0.263	263	31.1	4.17	44.8	8.72	1.72	280	4.31	28.6	1.38
130×65×10	18.6	14.6	4.65	1.45	8.43	5.76	2.58	3.82	1.54	0.259	321	38.4	4.15	54.2	10.7	1.71	340	4.27	35.0	1.37
130×65×12	22.1	17.3	4.74	1.53	8.37	5.81	2.66	3.80	1.60	0.255	376	45.5	4.12	63.0	12.7	1.69	397	4.24	41.2	1.37
130×90×10	21.2	16.6	4.15	2.18	8.92	6.69	3.75	4.62	2.51	0.472	358	40.5	4.11	141	20.6	2.58	420	4.46	78.5	1.93
130×90×12	25.1	19.7	4.84	2.26	8.88	6.72	3.85	4.60	2.56	0.463	420	48.0	4.09	165	24.4	2.56	492	4.43	92.6	1.92
150×75×9	19.5	15.3	5.28	1.57	9.79	6.62	2.90	4.46	1.72	0.265	455	46.8	4.83	78.3	13.2	2.00	484	4.98	50.0	1.40
150×75×11	23.6	18.6	5.37	1.65	9.73	6.66	2.97	4.44	1.77	0.261	545	56.6	4.80	93.0	15.9	1.98	578	4.95	59.8	1.59
150×100×10	24.2	19.0	4.80	2.34	10.3	7.50	4.10	5.25	2.68	0.442	552	54.1	4.78	198	25.8	2.86	637	5.13	112	2.15
150×100×12	28.7	22.6	4.89	2.42	10.2	7.53	4.19	5.24	2.79	0.439	650	64.2	4.76	232	30.6	2.84	749	5.10	138	2.15
150×100×14	33.2	26.1	4.97	2.50	10.2	7.56	4.28	5.23	2.77	0.435	744	74.1	4.73	264	35.2	2.82	856	5.07	152	2.14
160×80×10	23.2	18.2	5.63	1.69	10.5	7.06	3.07	4.76	1.82	0.263	611	58.9	5.14	104	16.5	2.12	648	5.29	67.0	1.70
160×80×12	27.5	21.6	5.72	1.77	10.4	7.10	3.15	4.75	1.89	0.259	720	70.0	5.11	122	19.6	2.10	763	5.26	78.9	1.69
160×80×14	31.8	25.0	5.81	1.85	10.3	7.16	3.23	4.72	1.95	0.256	823	80.7	5.09	139	22.5	2.09	871	5.23	90.5	1.69
180×90×10	26.2	20.6	6.28	1.85	11.8	7.89	3.38		2.00	0.262	880	75.1	5.80	151	21.2	2.40	994	5.97	97.4	1.93
180×90×12	31.2	24.5	6.37	1.93	11.7	7.95	3.48	5.38	2.07	0.261	1040	89.3	5.77	177	25.1	2.38	1100	5.94	114	1.92
180×90×14	36.1	28.3	6.46	2.01	11.7	8.01	3.57	5.34	2.14	0.259	1190	103	5.75	202	28.9	2.37	1260	5.92	131	1.91
200×100×10	29.2	23.0	6.93	2.01	13.2	8.76	3.75	5.98	2.22	0.266	1220	92.2	6.46	210	26.3	2.68	1300	6.66	133	2.14
200×100×12	34.8	27.3	7.03	2.10	13.1	8.82	3.84	5.95	2.26	0.264	1440	111	6.43	247	31.3	2.67	1530	6.63	158	2.13
200×100×14	40.3	31.6	7.12	2.18	13.0	8.88	3.93	5.92	2.32	0.262	1650	128	6.41	282	36.1	2.65	1760	6.60	181	2.13
200×100×16	45.7	35.9	7.20	2.26	12.9	8.93	4.02	5.88	2.39	0.259	1860	145	6.38	316	40.8	2.63	1970	6.57	204	2.11

Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Channels الجدول ٥-٥:

Channels

Sec. No.	Area (cm²)	Weight (kg/m)	Dimensions						X –X			Y –Y			For Details			
			h (mm)	b (mm)	s (mm)	$t = r_1$ (mm)	c (mm)	$h-2c$ (mm)	I_x (cm⁴)	Z_x (cm³)	i_x (cm)	I_y (cm⁴)	Z_y (cm³)	i_y (cm)	e_y (cm)	X_m (cm)	d (mm)	w (mm)
30×15	2.21	1.74	30	15	4.0	4.5	9.0	12	2.53	1.69	1.07	0.38	0.39	0.42	0.52	0.74	4.3	10
30	5.44	4.27	30	33	5.0	7.0	14.5	1	6.39	4.26	1.08	5.33	2.68	0.99	1.31	2.22	8.4	20
40×20	3.66	2.87	40	20	5.0	5.5	11.0	18	7.58	3.79	1.44	1.14	0.86	0.56	0.67	1.01	6.4	11
40	6.21	4.87	40	35	5.0	7.0	14.5	11	14.1	7.05	1.50	6.68	3.08	1.04	1.33	2.32	8.4	20
50×25	4.92	3.86	50	25	5.0	6.0	12.5	25	16.6	6.73	1.85	2.49	1.48	0.71	0.81	1.34	8.4	16
50	7.12	5.59	50	38	5.0	7.0	15.0	20	26.4	10.6	1.92	9.12	3.75	1.13	1.37	2.47	11.0	20
60	6.46	5.07	60	30	6.0	6.0	12.5	35	31.6	10.5	2.21	4.51	2.16	0.84	0.91	1.50	8.4	18
65	9.03	7.09	65	42	5.5	7.5	16.0	33	57.5	17.7	2.52	14.1	5.07	1.25	1.42	2.60	11.0	25
70	8.57	6.73	70	40	6.0	6.5	16.0	38	61.1	17.5	2.67	11.4	4.10	1.15	1.42	2.20	11.0	25
80	11.0	8.64	80	45	6.0	8.0	17.0	47	106	26.5	3.10	19.4	6.36	1.33	1.45	2.67	13.0	25
100	13.5	10.6	100	50	6.0	8.5	18.0	64	206	41.2	3.91	29.3	8.49	1.47	1.55	2.93	13.0	30
120	17.0	13.4	120	55	7.0	9.0	19.0	82	364	60.7	4.62	43.2	11.1	1.59	1.60	3.03	17.0	30
140	20.4	16.0	140	60	7.0	10.0	21.0	97	605	86.4	5.45	62.7	14.8	1.75	1.75	3.37	17.0	35
160	24.0	18.8	160	65	7.5	10.5	22.5	116	925	116	6.21	85.3	18.3	1.89	1.84	3.56	21.0	35
180	28.0	22.0	180	70	8.0	11.0	23.5	133	1350	150	6.95	114.0	22.4	2.02	1.92	3.75	21.0	40
200	32.2	25.3	200	75	8.5	11.5	24.5	151	1910	191	7.70	148.0	27.0	2.14	2.01	3.94	23.0	40
220	37.4	29.4	220	80	9.0	12.5	26.5	166	2690	245	8.48	197.0	33.6	2.30	2.14	4.20	23.0	45
240	42.3	33.2	240	85	9.5	13.0	28.0	185	3600	300	9.22	248.0	39.6	2.42	2.23	4.39	25.0	45
260	48.3	37.9	260	90	10.0	14.0	30.0	201	4820	371	9.99	317.0	47.7	2.56	2.36	4.66	25.0	50
280	53.3	41.8	280	95	10.0	15.0	32.0	216	6280	448	10.9	399.0	57.2	2.74	2.53	5.02	25.0	50
300	58.8	46.2	300	100	10.0	16.0	34.0	232	8030	535	11.7	495.0	67.8	2.90	2.70	5.41	28.0	55
320	75.8	59.5	320	100	14.0	17.5	37.0	247	10876	679	12.1	597.0	80.6	2.81	2.60	4.82	28.0	58
350	77.3	60.6	350	100	14.0	16.0	34.0	283	12840	734	12.9	570.0	75.0	2.72	2.40	4.45	28.0	58
380	80.4	63.1	380	102	13.5	16.0	33.5	313	15760	829	14.0	615.0	78.7	2.77	2.38	4.58	28.0	60
400	91.5	71.8	400	110	14.0	18.0	38.0	325	20350	1020	14.9	846.0	102	3.04	2.65	5.11	28.0	60

الجدول ٥-٦: Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Standard I-Beams

Standard I-Beams

S.I.B No.	Area (cm²)	t (kg/m)	Dimensions						X – X			Y – Y			For Details	
			h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	c (mm)	h−2c (mm)	I_x (cm⁴)	Z_x (cm³)	i_x (cm)	I_y (cm⁴)	Z_y (cm³)	i_y (cm)	d (mm)	w (mm)
80	7.57	5.94	80	42	3.9	5.9	10.5	59	77.8	19.5	3.20	6.29	3.00	0.91	6.4	22
100	10.6	8.34	100	50	4.5	6.8	12.5	75	171	34.2	4.01	12.2	4.88	1.07	6.4	28
120	14.2	11.1	120	58	5.1	7.7	14.0	92	328	54.7	4.81	21.5	7.41	1.23	8.4	32
140	18.2	14.3	140	66	5.7	8.6	15.5	109	573	81.9	5.61	35.2	10.7	1.40	11.0	34
160	22.8	17.9	160	74	6.3	9.5	17.5	125	935	117	6.40	54.7	14.8	1.95	11.0	40
180	27.9	21.9	180	82	6.9	10.4	19.0	142	1450	161	7.20	81.3	19.8	1.71	13.0	44
200	33.4	26.2	200	90	7.5	11.3	20.5	159	2140	214	8.00	117.0	26.0	1.87	13.0	48
220	39.5	31.1	220	98	8.1	12.2	22.0	175	3060	278	8.80	162.0	33.1	2.02	13.0	52
240	46.1	36.2	240	106	8.7	13.1	24.0	192	4250	354	9.59	221.0	41.7	2.20	17.0	56
260	53.3	41.9	260	113	9.4	14.1	26.0	208	5740	442	10.4	288.0	51.0	2.32	17.0	60
280	61.0	47.9	280	119	10.1	15.2	27.5	225	7590	542	11.1	364.0	61.2	2.45	17.0	60
300	69.0	54.2	300	125	10.8	16.2	29.5	241	9800	653	11.9	451.0	72.2	2.56	21.0	64
320	77.7	61.0	320	131	11.5	17.3	31.0	258	12150	782	12.7	555.0	84.7	2.67	21.0	70
340	86.7	68.0	340	137	12.2	18.3	33.0	274	15700	923	13.5	674.0	98.4	2.80	21.0	74
360	97.0	76.1	360	143	12.3	19.5	35.0	290	19610	1090	14.2	818.0	114	2.90	23.0	76
380	107.0	84.0	380	148	13.7	20.5	37.0	306	24010	1260	15.0	975.0	131	3.02	23.0	82
400	118.0	92.4	400	155	14.4	21.6	38.5	323	29210	1460	15.7	1160.0	149	3.13	23.0	86
425	132.0	104.0	425	163	15.3	23.0	41.0	343	36970	1740	16.7	1440.0	176	3.30	25.0	88
450	147.0	115.0	450	170	16.2	24.3	43.5	363	45850	2040	17.7	1730.0	203	3.43	25.0	94
475	163.0	128.0	475	178	17.1	25.6	45.5	384	56480	2380	18.6	2090.0	235	3.60	28.0	100
500	179.0	141.0	500	185	18.0	27.0	48.0	404	68740	2750	19.6	2480.0	268	3.72	28.0	100
550	212.0	166.0	550	200	19.0	30.0	52.5	445	99180	3610	21.6	3490.0	349	4.02	28.0	110
600	254.0	199.0	600	215	21.6	32.4	57.5	485	139000	4680	23.4	4670.0	434	4.30	28.0	120

Properties of Steel Hot-Rolled Sections: I.P.E :الجدول ٥-٧

I.P.E

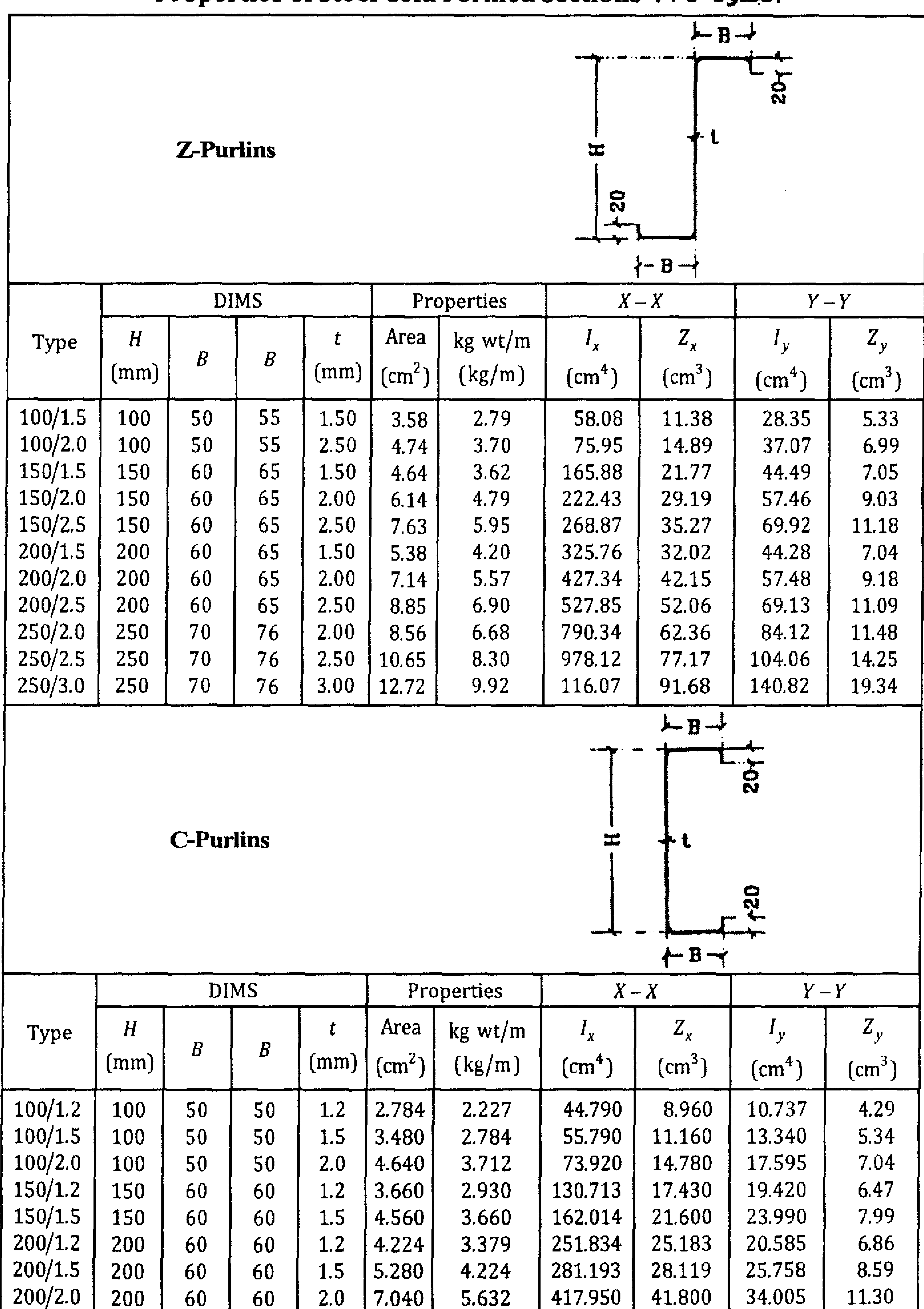
I.P.E No.	Area (cm^2)	Weight (kg/m)	Dimensions h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	c (mm)	$h-2c$ (mm)	X-X I_x (cm^4)	Z_x (cm^3)	i_x (cm)	Y-Y I_y (cm^4)	Z_y (cm^3)	i_y (cm)	For Details d (mm)	w (mm)
80	7.64	6.0	80	46	3.8	5.2	10.2	59	80.1	20	3.24	8.49	3.69	1.05	6.4	26
100	10.3	8.1	100	55	4.1	5.7	12.7	74	171	34.2	4.07	15.9	5.79	1.24	8.4	30
120	13.2	10.4	120	64	4.4	6.3	13.3	93	318	53	4.90	27.7	8.65	1.45	8.4	36
140	16.4	12.9	140	73	4.7	6.9	13.9	112	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65	11.0	40
160	20.1	15.8	160	82	5.0	7.4	16.4	127	869	109	6.58	68.3	16.7	1.84	13.0	44
180	23.9	18.8	180	91	5.3	8.0	17.0	146	1320	146	7.42	101.0	22.2	2.05	13.0	50
200	28.5	22.4	200	100	5.6	8.5	20.5	159	1940	194	8.26	142.0	28.5	2.24	13.0	56
220	33.4	26.2	220	110	5.9	9.2	21.2	177	2770	252	9.11	205.0	37.3	2.48	17.0	60
240	39.1	30.7	240	120	6.2	9.8	24.8	190	3890	324	9.97	284.0	47.3	2.69	17.0	68
270	45.9	36.1	270	135	6.6	10.2	25.2	219	5790	429	11.2	420.0	62.2	3.02	21.0	72
300	53.8	42.2	300	150	7.1	10.7	25.7	248	8360	557	12.5	604.0	80.5	3.35	23.0	80
330	62.6	49.1	330	160	7.5	11.5	29.5	271	11770	713	13.7	788.0	98.5	3.55	25.0	86
360	72.7	57.1	360	170	8.0	12.7	30.7	298	16270	904	15.0	1040.0	123	3.79	25.0	90
400	84.5	66.3	400	180	8.6	13.5	34.5	331	23130	1160	16.5	1320.0	146	3.95	28.0	96
450	98.8	77.6	450	190	9.4	14.6	35.6	378	33740	1500	18.5	1680.0	176	4.12	28.0	106
500	116.0	90.7	500	200	10.2	16.0	37.0	426	48200	1930	20.4	2140.0	214	4.31	28.0	110
550	134.0	106.0	550	210	11.1	17.2	41.2	467	67120	2440	22.3	2670.0	254	4.45	28.0	120
600	156.0	122.0	600	220	12.0	19.0	43.0	514	92080	3070	24.3	3390.0	308	4.66	28.0	120

الجدول ٥-٨: Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Broad Flange I-Beams

Broad Flange I-Beams

B.F.I.B No.	Area (cm²)	Weight (kg/m)	Dimensions h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	c (mm)	h−2c (mm)	X−X I_x (cm⁴)	Z_x (cm³)	i_x (cm)	Y−Y I_y (cm⁴)	Z_y (cm³)	i_y (cm)	For Details d (mm)	$w_1 w_2$ (mm)	w_3 (mm)
100	26.0	20.4	100	100	6.0	10.0	22.0	56	450	89.9	4.16	167	33.5	2.53	13	56.0	—
120	34.0	26.7	120	120	6.5	11.0	23.0	74	864	144	5.04	318	52.9	3.06	17	66.0	—
140	43.0	33.7	140	140	7.0	12.0	24.0	92	1510	216	5.93	550	78.5	3.58	21	76.0	—
160	54.3	42.6	160	160	8.0	13.0	28.0	104	2490	311	6.78	889	111	4.05	23	86.0	—
180	65.3	51.2	180	180	8.5	14.0	29.0	122	3830	426	7.66	1360	151	4.57	25	100.0	—
200	78.1	61.3	200	200	9.0	15.0	33.0	134	5700	570	8.54	2000	200	5.07	25	110.0	—
220	91.0	71.5	220	220	9.5	16.0	34.0	152	8090	736	9.43	2840	258	5.59	25	120.0	—
240	106.0	83.2	240	240	10.0	17.0	38.0	164	11260	938	10.3	3920	327	6.08	25	96.0	35
260	118.0	93.0	260	260	10.0	17.5	41.5	177	14920	1150	11.2	5130	395	6.58	25	106.0	40
280	131.0	103.0	280	280	10.5	18.0	42.0	196	19270	1380	12.1	6590	471	7.09	25	110.0	45
300	149.0	117.0	300	300	11.0	19.0	46.0	208	25170	1680	13.0	8560	571	7.58	28	120.0	45
320	161.0	127.0	320	300	11.5	20.5	47.5	225	30820	1930	13.8	9240	616	7.57	28	120.0	45
340	171.0	134.0	340	300	12.0	21.5	48.5	243	36660	2160	14.6	9690	646	7.53	28	120.0	45
360	181.0	142.0	360	300	12.5	22.5	49.5	261	43190	2400	15.6	10140	676	7.49	28	120.0	45
400	198.0	155.0	400	300	13.5	24.0	51.0	298	57680	2880	17.1	10820	721	7.40	28	120.0	45
450	218.0	171.0	450	300	14.0	26.0	53.0	344	79890	3550	19.1	11720	781	7.33	28	120.0	45
500	239.0	187.0	500	300	14.5	28.0	55.0	390	107200	4290	21.2	12620	842	7.27	28	120.0	45
550	254.0	199.0	550	300	15.0	29.0	56.0	438	136700	4970	23.2	13080	872	7.17	28	120.0	45
600	270.0	212.0	600	300	15.5	30.0	57.0	486	171000	5700	25.2	13530	902	7.08	28	120.0	45
650	286.0	225.0	650	300	16.0	31.0	58.0	534	210600	6480	27.1	13980	932	6.99	28	120.0	45
700	306.0	241.0	700	300	17.0	32.0	59.0	582	256900	7340	29.0	14440	963	6.87	28	126.0	45
800	334.0	262.0	800	300	17.5	33.0	63.0	674	359100	8980	32.8	14900	994	6.68	28	130.0	40
900	371.0	291.0	900	300	18.5	35.0	65.0	770	494100	10980	36.5	15820	1050	6.53	28	130.0	40
1000	400.0	314.0	1000	300	19.0	36.0	66.0	868	644700	12890	40.1	16280	1090	6.38	28	130.0	40

الجدول ٩-٥: Properties of Steel Cold Formed Sections



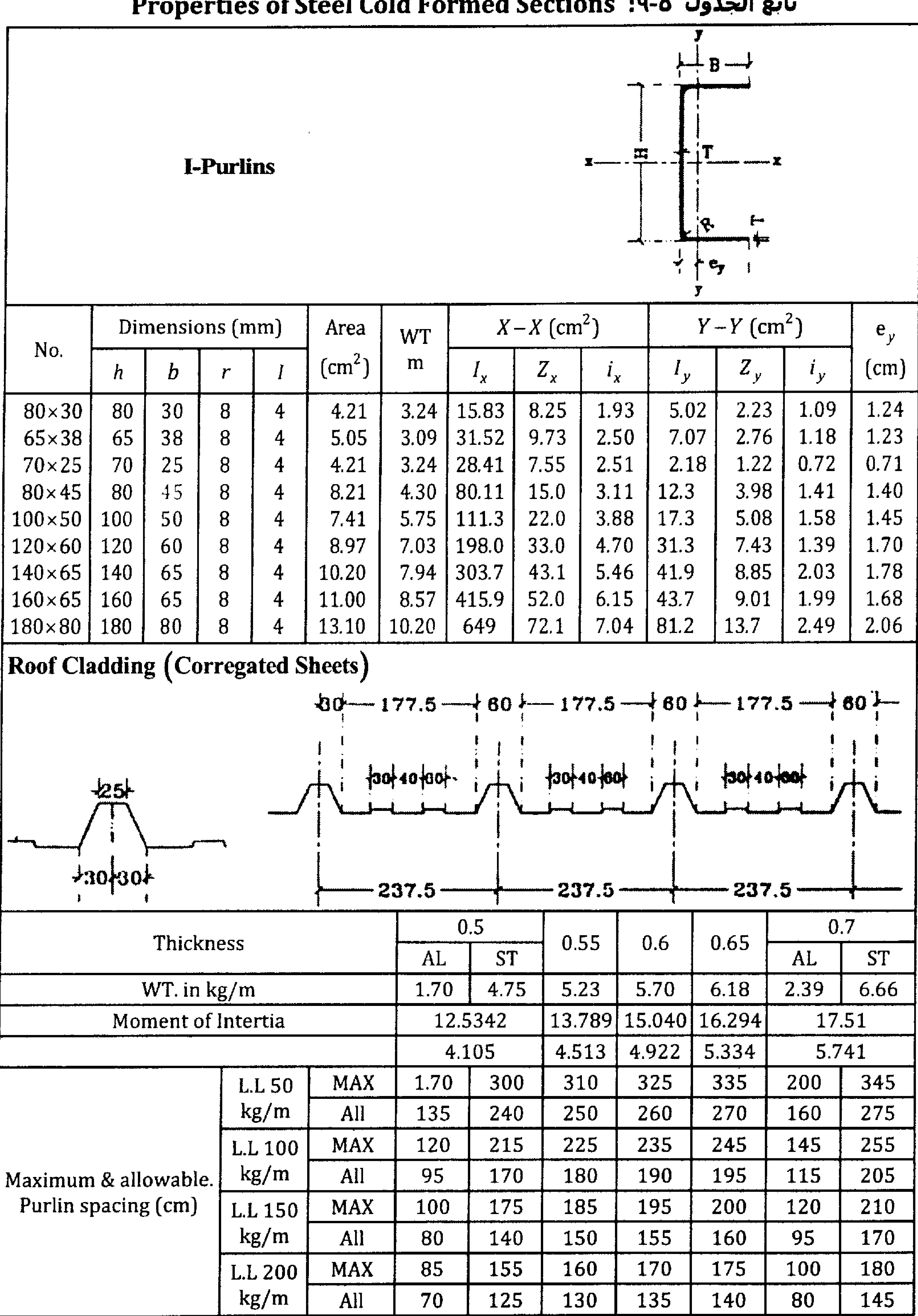
Z-Purlins

Type	DIMS				Properties		X – X		Y – Y	
	H (mm)	B	B	t (mm)	Area (cm^2)	kg wt/m (kg/m)	I_x (cm^4)	Z_x (cm^3)	I_y (cm^4)	Z_y (cm^3)
100/1.5	100	50	55	1.50	3.58	2.79	58.08	11.38	28.35	5.33
100/2.0	100	50	55	2.50	4.74	3.70	75.95	14.89	37.07	6.99
150/1.5	150	60	65	1.50	4.64	3.62	165.88	21.77	44.49	7.05
150/2.0	150	60	65	2.00	6.14	4.79	222.43	29.19	57.46	9.03
150/2.5	150	60	65	2.50	7.63	5.95	268.87	35.27	69.92	11.18
200/1.5	200	60	65	1.50	5.38	4.20	325.76	32.02	44.28	7.04
200/2.0	200	60	65	2.00	7.14	5.57	427.34	42.15	57.48	9.18
200/2.5	200	60	65	2.50	8.85	6.90	527.85	52.06	69.13	11.09
250/2.0	250	70	76	2.00	8.56	6.68	790.34	62.36	84.12	11.48
250/2.5	250	70	76	2.50	10.65	8.30	978.12	77.17	104.06	14.25
250/3.0	250	70	76	3.00	12.72	9.92	116.07	91.68	140.82	19.34

C-Purlins

Type	DIMS				Properties		X – X		Y – Y	
	H (mm)	B	B	t (mm)	Area (cm^2)	kg wt/m (kg/m)	I_x (cm^4)	Z_x (cm^3)	I_y (cm^4)	Z_y (cm^3)
100/1.2	100	50	50	1.2	2.784	2.227	44.790	8.960	10.737	4.29
100/1.5	100	50	50	1.5	3.480	2.784	55.790	11.160	13.340	5.34
100/2.0	100	50	50	2.0	4.640	3.712	73.920	14.780	17.595	7.04
150/1.2	150	60	60	1.2	3.660	2.930	130.713	17.430	19.420	6.47
150/1.5	150	60	60	1.5	4.560	3.660	162.014	21.600	23.990	7.99
200/1.2	200	60	60	1.2	4.224	3.379	251.834	25.183	20.585	6.86
200/1.5	200	60	60	1.5	5.280	4.224	281.193	28.119	25.758	8.59
200/2.0	200	60	60	2.0	7.040	5.632	417.950	41.800	34.005	11.30

Properties of Steel Cold Formed Sections :تابع الجدول ٩-٥



I-Purlins

No.	Dimensions (mm)				Area	WT	X−X (cm²)			Y−Y (cm²)			e_y
	h	b	r	I	(cm²)	m	I_x	Z_x	i_x	I_y	Z_y	i_y	(cm)
80×30	80	30	8	4	4.21	3.24	15.83	8.25	1.93	5.02	2.23	1.09	1.24
65×38	65	38	8	4	5.05	3.09	31.52	9.73	2.50	7.07	2.76	1.18	1.23
70×25	70	25	8	4	4.21	3.24	28.41	7.55	2.51	2.18	1.22	0.72	0.71
80×45	80	45	8	4	8.21	4.30	80.11	15.0	3.11	12.3	3.98	1.41	1.40
100×50	100	50	8	4	7.41	5.75	111.3	22.0	3.88	17.3	5.08	1.58	1.45
120×60	120	60	8	4	8.97	7.03	198.0	33.0	4.70	31.3	7.43	1.39	1.70
140×65	140	65	8	4	10.20	7.94	303.7	43.1	5.46	41.9	8.85	2.03	1.78
160×65	160	65	8	4	11.00	8.57	415.9	52.0	6.15	43.7	9.01	1.99	1.68
180×80	180	80	8	4	13.10	10.20	649	72.1	7.04	81.2	13.7	2.49	2.06

Roof Cladding (Corregated Sheets)

Thickness			0.5		0.55	0.6	0.65	0.7	
			AL	ST				AL	ST
WT. in kg/m			1.70	4.75	5.23	5.70	6.18	2.39	6.66
Moment of Intertia			12.5342		13.789	15.040	16.294	17.51	
			4.105		4.513	4.922	5.334	5.741	
Maximum & allowable. Purlin spacing (cm)	L.L 50 kg/m	MAX	1.70	300	310	325	335	200	345
		All	135	240	250	260	270	160	275
	L.L 100 kg/m	MAX	120	215	225	235	245	145	255
		All	95	170	180	190	195	115	205
	L.L 150 kg/m	MAX	100	175	185	195	200	120	210
		All	80	140	150	155	160	95	170
	L.L 200 kg/m	MAX	85	155	160	170	175	100	180
		All	70	125	130	135	140	80	145

Properties of Steel Hot-Rolled Sections: Pipes :الجدول ٥-١٠

Pipes

Pipe No.	Dimensions		Area	Weight	I	Z	i
	D (mm)	t (mm)	(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)
38.0	38.0	3.0	3.30	2.59	5.00	2.68	1.24
		4.0	4.27	3.35	6.26	3.29	1.21
44.5	44.5	3.0	3.91	3.07	8.46	3.80	1.47
		4.0	5.09	4.00	10.5	4.74	1.44
		5.0	6.20	4.87	12.3	5.53	1.41
60.0	60.0	3.0	5.37	4.22	21.9	7.29	2.02
		4.0	7.04	5.52	27.7	9.24	1.99
		5.0	8.64	6.78	32.9	11.00	1.95
70.0	70.0	3.0	6.31	4.96	35.5	10.10	2.37
		4.0	8.29	6.51	45.3	13.00	2.34
		5.0	10.20	8.01	54.2	15.50	2.31
		6.0	12.10	9.47	62.3	17.80	2.27
76.0	76.0	3.0	6.88	5.40	45.9	21.10	2.58
		4.0	9.05	7.10	58.8	15.50	2.55
		5.0	11.20	8.75	70.6	18.60	2.52
		6.0	13.20	10.40	81.4	21.40	2.48
89.0	89.0	4.0	10.70	8.38	96.7	21.70	3.01
		5.0	13.20	10.40	117.0	26.20	2.98
		6.0	15.60	12.30	135.0	30.40	2.94
		7.0	18.00	14.20	153.0	34.30	2.91
108.0	108.0	5.0	16.20	12.70	215.0	39.80	3.65
		6.0	19.20	15.10	251.0	46.50	3.61
		7.0	22.20	17.40	285.0	52.70	3.58
		8.0	25.10	19.70	316.0	58.60	3.55
133.0	133.0	5.0	20.10	16.80	412.0	62.00	4.53
		6.0	23.90	18.80	484.0	72.70	4.50
		7.0	27.70	21.80	552.0	82.90	4.46
		8.0	31.40	24.70	616.0	92.60	4.43
159.0	159.0	5.0	24.20	19.00	718.0	90.30	5.45
		6.0	28.80	22.60	845.0	106.00	5.41
		7.0	33.40	26.20	967.0	122.00	5.38
		8.0	38.00	29.80	1080.0	136.00	5.35
		10.0	46.80	36.70	1300.0	164.00	5.28

وفيما يلي أطوال أسياخ حديد التسليح بأشكالها المختلفة في أعمال تسليح القطاعات الخرسانية المسلحة سواء أُستخدمت على شكل كانات في الأعمدة أو الكمرات أو أُستخدمت على شكل أسياخ تسليح طولية في جهة الشد أو جهة الضغط لكل من الكمرات والأعمدة الخرسانية، وذلك طبقًا للكود البريطاني BS 4466 – الجزء الأول، وذلك تسهيلاً لعمليات حساب أوزان حديد التسليح في المنشآت وعمل الرسومات التنفيذية لشركات المقاولات بدقة عالية.

الجدول ٥-١١: أشكال أسياخ حديد التسليح النمطية طبقًا للكود البريطاني

Shape code	Method of messuring bending dimensions	Total length of bar	Sketch to be given in schedule
* 20		A	Straight
* 32		$A+h$	
* 33		$A+2h$	
* 34		$A+n$	
* 35		$A+2n$	
36		$(A+C+E)+0.57(B+D)-\pi d$	
* 37		If r is non-standard use shape code 51 $A+B-\left(\frac{1}{2}r-d\right)$	
* 38	or	$A+B+C-2\left(\frac{1}{2}r+d\right)$ $A+B+C-2\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	or
39	Non-standard radius	$A+0.578+C-\frac{1}{2}\pi d$	
* 41	D shall be at least $2d$	$A+B+C$	or
42		If angle with horizontal is 45° or less $A+B+C+n$	
* 43		If angle with horizontal is 45° or less $A+2B+C+E$	
45		$A+B+C-\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	
48		$A+B+C$	
49		If angle with horizontal is 45° or less $A+B+C$	
* 51	r (non-standard)	If r is non-standard use shape code 37 $A+B-\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	

تابع الجدول ٥-١١: أشكال أسياخ حديد التسليح النمطية طبقًا للكود البريطاني

Shape code	Method of messuring bending dimensions	Total length of bar	Sketch to be given in schedule
52	or	$A+B+C+D-3\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	or
53		$A+B+C+D+E-4\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	
54		$A+B+C-2\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	
58	or	$A+B+C+D+E-4\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	or
* 60		$2(A+B)+20d$	

Shape code	Method of messuring bending dimensions	Total length of bar	Sketch to be given in schedule
62		If angle with horizontal is 45° or less $A+C$	
65	r (non-standard)	A	
72		$2A+B+25d$	
73		$2A+B+C+10d$	C(I.D)
74		$2A+3B+20d$	
75		$A+B+C+2D+E+10d$	A(I.D)
* 81		$2A+3B+22d$	A(I.D)
* 83	Isometric view	$A+2B+C+D-4\left(\frac{1}{2}r+d\right)$	(O.D) B(O.D) Isometric view

تابع الجدول ٥-١١: أشكال أسياخ حديد التسليح النمطية طبقًا للكود البريطاني

Shape code	Method of messuring bending dimensions	Total length of bar	Sketch to be given in schedule
85	Non-standard radius (A, B, C, D, r)	$A+B+0.57C+D-\frac{1}{2}r-2.57d$	A, B, C
86	(A, B, C)	Where B in not greater than $A/5$ $\frac{C}{B}\pi(A+d)+8d$ Where d = size of bar	Helix A = Internal dia B = Pitch of helix C = Overall height of helix Dimensions (mm)
99	All other shapes		A dimensionrized sketch of the shape must be given on the schedule

Notes

1 The dimensions shown are assumed to be internal unless indicated otherwise by using arrows or the suffix 'O.D.'

2 Generally the position of the dimensions in the sketch indicates whether a dimension is internal or external. If the shape is such that there may be doubt as to which is the inside of the bar, arrows should be shown in the bending schedule or the dimension must be marked with the suffix 'O.D.' (outside dimension) or 'I.D.' (inside dimension).

3 ϕ = diameter of bar
r = radius of band (standard unless otherwise stated)
h = hook allowance
n = bend allowance

Hook and bend allowances, standard radii of bends, and values of $\left(\frac{1}{2}r+\phi\right)$ with standard radii are given on Table 1-19.

4 For critical radii of bars of this shape, see Table 1-19.

* Indicates 'preferred shape' in BS 4466.

Dimensions of binders, links, etc., are inside dimension. Radii at corners to be half diameter of bar enclosed by binder, etc. (to be stated if non-standard)

	Allowances for links			
dia.	10ϕ	20ϕ	22ϕ	25ϕ
mm	mm	mm	mm	mm
6	60	120	140	150
8	80	160	180	200
10	100	200	220	250
12	120	240	270	300
in	in	in	in	in
$\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{2}$	5	$5\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$
$\frac{5}{16}$	$3\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$	7	8
$\frac{3}{8}$	4	$7\frac{1}{2}$	$8\frac{1}{2}$	$9\frac{1}{2}$
$\frac{1}{2}$	5	10	11	$12\frac{1}{2}$

المراجع

REFERNCES

1. A.K. Gamal El-Din, Soil Mechanics and Foundation Engineering.
2. Abd El-Fattah Abou El-Aid, Lectures Notes.
3. Abd El-Monem Mosa, Lectures Notes.
4. British Steel "Sections Plates and Commercial Steels".
5. E.C.O.P. 1996 for Soil Mechanics & Foundation Design & Construction.
6. Essam Abou El-Souad Emam, Lectures Notes.
7. M. Ferguson, Reinforced Concrete Fundamentals.
8. M. Hilal, Reinforced Concrete Fundamentals.
9. Nazeih A. Younan, Sewage and Water Crossings.



المحتويات

CONTENTS

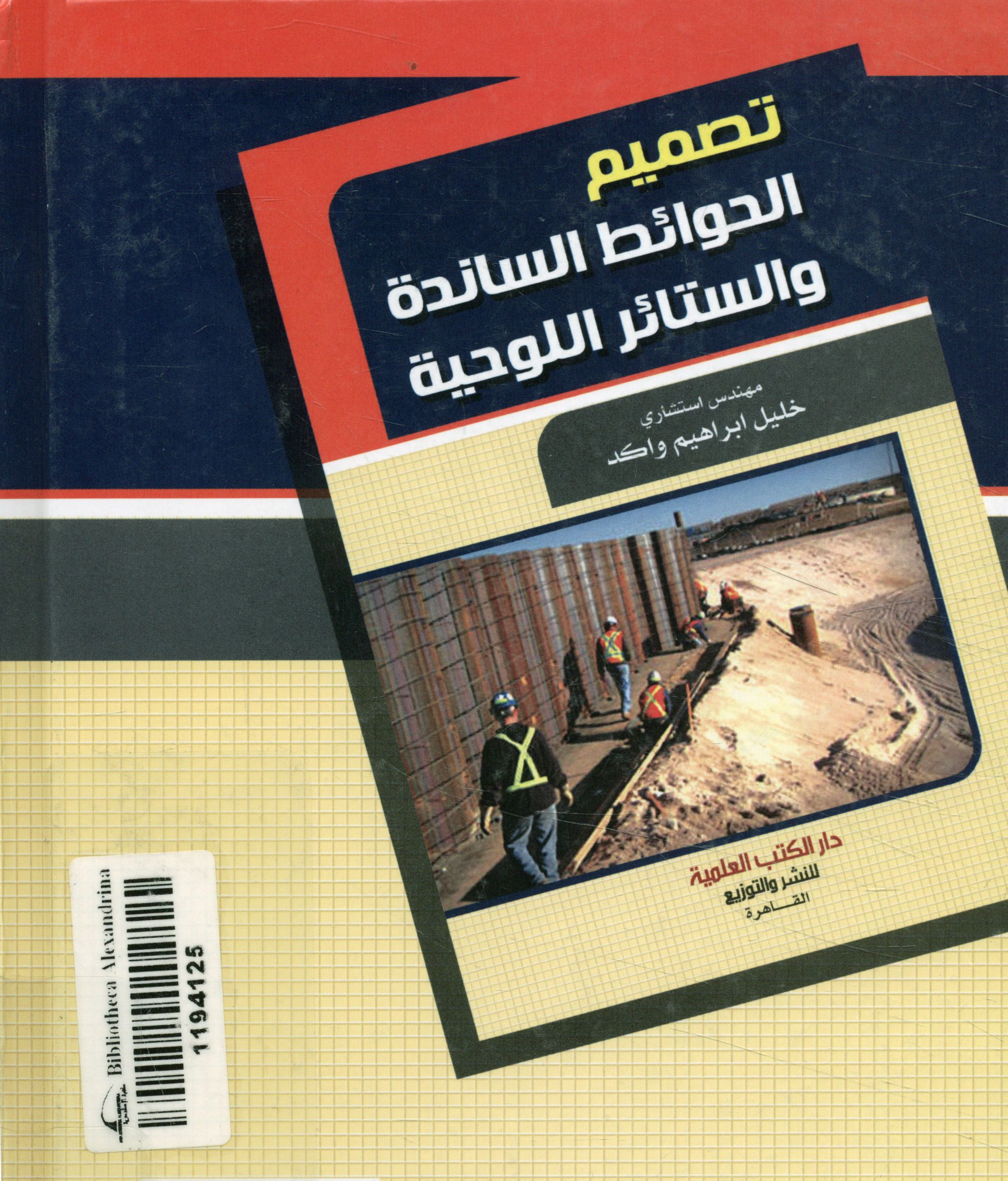






دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٥٤٢٣٩
www.sbh-egypt.com
e-mail : sbh@link.net
Scientific Book House

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٥٤٢٢٩
www.sbh-egypt.com
e-mail : sbh@link.net
Scientific Book House



ISBN 978 977 726 014 5
9 789777 260145

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٥٤٢٢٩
www.sbhegypt.org
e-mail:sbh@link.net info@sbhegypt.org